

Ein Beitrag zur Rohr-Boden-Interaktion von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen

Von der

**FAKULTÄT FÜR BAUINGENIEURWESEN UND GEODÄSIE
DER
GOTTFRIED WILHELM LEIBNIZ UNIVERSITÄT HANNOVER**

zur Erlangung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR
Dr.-Ing.

genehmigte Dissertation
von

Dipl.-Ing. Daniel Wilmsmeier

geboren am 10.02.1983 in Herford

2020

Die vorliegende Arbeit wurde als Dissertation im Rahmen des Promotionsverfahrens an der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover eingereicht und angenommen.

Referent: Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Ingo Weidlich

Kommissionsmitglied: Prof. Dr.-Ing. Ludger Lohaus

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Nabil A. Fouad

Tag der Promotion: 11.09.2020

Vorwort des Herausgebers

Mit der Fernwärmetechnik ist die Nutzung der Abwärme von Kraftwerken zur Stromerzeugung möglich, indem die Wärme über Leitungsnetze an Verbraucher verteilt wird. Damit kann Fernwärme wesentlich zur Primärenergieeinsparung beitragen. Da bislang lediglich rd. 14% des Wärmebedarfs in Deutschland mit Fernwärme gedeckt wird, besteht erhebliches Erweiterungspotential und damit auch Bedarf für den Ausbau der Leitungsnetze.

Üblicherweise werden Fernwärmeleitungen im offenen Graben verlegt und in Sandboden eingebettet. In jüngster Zeit wurde und wird auch untersucht, unter welchen Randbedingungen eine grabenlose bzw. unterirdische Verlegung insbesondere im HDD-Verfahren (Horizontal Directional Drilling) möglich ist. Eine Problematik in diesem Zusammenhang ist die Bemessung der so verlegten Leitungen. Fernwärmeleitungen interagieren wegen der auftretenden Temperaturdifferenzen intensiv mit dem umgebenden Boden, weshalb die zwischen Leitung und Boden vorhandenen Spannungen bzw. Erddrücke und die Reibungsbeiwerte das Tragverhalten stark beeinflussen. Welche Spannungen und Reibungsbeiwerte bei im HDD-Verfahren verlegten Leitungen auftreten, ist weitgehend ungeklärt. Dies war die Motivation der Arbeit von Herrn Wilmsmeier. Ziel war es, die Kenntnisse zum Reibungsverhalten zwischen HDD-verlegten Fernwärmeleitungen und Boden unter zyklischen Beanspruchungen zu erweitern und Ansätze zur Berücksichtigung in der statischen Bemessung zu entwickeln.

Herr Wilmsmeier hatte das Glück, Ergebnisse von in situ-Versuchen auswerten zu können, die im Rahmen eines Forschungsverbundvorhabens durchgeführt wurden. Um die im Feld beobachteten Phänomene genauer zu untersuchen, hat er danach einen Modellversuchsstand entwickelt und aufgebaut, in welchem eine unterirdische Verlegung durch Einziehen einer Fernwärmeleitung unter Einsatz von Bohrspülung simuliert und die Reibungskräfte bei zyklischer Verschiebung gemessen wurden. Außerdem hat er in modifizierten direkten Scherversuchen das Reibungsverhalten zwischen dem Rohraußenmaterial HDPE und mit Bohrspülung versetzten Sanden untersucht.

Es zeigt sich, dass bei der Prognose von Reibungskräften an mit dem HDD-Verfahren verlegten Rohrleitungen sehr große Bandbreiten zu berücksichtigen sind, weil sowohl hinsichtlich des resultierenden Erddrucks auf das Rohr als auch hinsichtlich der Reibungsbeiwerte verfahrensbedingt große Streuungen auftreten. Die von Herrn Wilmsmeier vorgelegte Arbeit zeigt die Gründe für die Streuungen auf und quantifiziert die Bandbreiten der möglichen resultierenden Erddrücke und Reibungsbeiwerte für die HDD-Verlegung in Sandböden. Mit den vorgeschlagenen Berechnungsansätzen können die in der Bemessung zu berücksichtigenden Minimal- und Maximalwerte der Reibungskräfte ermittelt werden.

M. Achmus

Vorwort des Verfassers

Die Fernwärmetechnik ist seit Jahrzehnten ein wesentlicher Teil der Forschungsarbeiten am Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover. Als neue Möglichkeit in der Branche wird die grabenlose Verlegetechnik immer mehr in Betracht gezogen, jedoch fehlen für eine ganzheitliche Betrachtung wesentliche Erkenntnisse zum Interaktionsverhalten mit dem umgebenden Erdreich. Meine Arbeit soll einen Ansatz zur Grundlagenermittlung in dieser Thematik darstellen. Basierend auf ersten Forschungsprojekten wurden weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Die realitätsnahe Abbildung des HDD-Verfahrens unter Laborbedingungen sollte dabei ein wesentlicher Aspekt sein. Daher sind Erfahrungen aus der Industrie bzw. Praxisprojekten mit in die Bearbeitung eingeflossen.

Auf dem Weg der Realisierung meiner Arbeit wurde ich stets erfüllend von meinem Doktorvater und Hauptberichter Prof. Dr.-Ing. M. Achmus unterstützt. Angefangen bei der Themenfindung, über die Herausarbeitung der Hauptfragestellungen bis hin zu der Auswertung und Interpretation der Ergebnisse bekam ich von Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Achmus die beste Unterstützung. Seine unkomplizierte, direkte Art erleichterte ein zielorientiertes Arbeiten ungemein. Zu jeder Zeit konnte ich mich darauf verlassen, seinen Rat in Fragestellungen zu bekommen. Die Arbeitsatmosphäre, welche er am Institut realisiert, habe ich stets als außerordentlich freundlich und intensiv empfunden. Für all dies und natürlich auch für meine gesamte Beschäftigung am Institut möchte ich mich herzlich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. M. Achmus bedanken.

Weiterhin möchte ich Herrn Prof. Dr.-Ing. I. Weidlich für die Übernahme des Korreferats danken. Seine Erfahrungen und sein Interesse an der Thematik führten zu einer Verbesserung und Vervollständigung der Arbeit. Herrn Prof.-Dr.-Ing. N. Fouad sei für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission und Herrn Prof. Dr.-Ing. L. Lohaus für die Teilnahme am Promotionsverfahren als Mitglied der Promotionskommission herzlich gedankt.

An dieser Stelle möchte ich mich ganz besonders bei Herrn Prof. Dr.-Ing. W. Blümel bedanken. Durch seine freundliche und offene Ermunterung fand ich den Weg zum damaligen Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau. Durch seine offene Haltung und seine fachliche Kompetenz konnte ich mich schnell in das wissenschaftliche Umfeld am Institut integrieren.

Ein wesentlicher Teil der erfolgreichen Realisierung dieser Arbeit besteht aus unzähligen Einflüssen von meinen Kolleginnen und Kollegen. Vielen Dank für den kollegialen Umgang am Institut und die fast immer zielführenden intensiven Gespräche, Anregungen und Kritiken. Ein besonderer Dank gilt Herrn B. Howind, auf den ich von Anfang an bei der Planung und Realisierung des Modellversuchsstandes sowie beim Modifizieren der kleinmaßstäblichen Versuche zählen konnte. Herzlich bedanken möchte ich mich bei Frau L. Hacks für Ihre „kreative“ und stets liebevolle Art, in der sie für ihre Kollegen am Institut stets ein offenes Ohr hat. Darüber hinaus möchte ich mich bei allen studentischen Hilfskräften bedanken, die mich bei meinen Versuchen tatkräftig unterstützt haben.

Schließlich möchte ich mich bei meiner Frau Maren und meiner Familie für ihre Unterstützung und ihre Anregungen bedanken.

Hannover, November 2020

Daniel Wilmsmeier

Kurzfassung

In den heutigen Zeiten des Klimawandels gilt es umso mehr die zur Verfügung stehenden Ressourcen möglichst effizient zu nutzen. Diesbezüglich sieht die Fernwärmewirtschaft im Zuge der Initiative „Fernwärmenetze 4.0“ vor, erneuerbare Energien als Wärmequelle z.B. in Biomassekraftwerken zu nutzen. Darüber hinaus sollen mit Ökostrom betriebene Wärmepumpen in die Fernwärmenetze integriert werden. Dies ermöglicht ein hohes Maß an Flexibilität in der Nutzung von Ökostrom. Die Erstellung der dafür erforderlichen Fernwärmenetze ist zum Einen mit hohen ökonomischen Belastungen als auch mit hohen Aufwendungen bei der Verlegung in bestehende urbane Strukturen verbunden. Eine Möglichkeit der nachträglichen Installation eines erdverlegten Leitungssystems in die heute bereits stark ausgebaute Infrastruktur stellt die grabenlose Verletechnik dar.

Für die sichere Auslegung von erdverlegten Fernwärmeleitungen ist die Kenntnis der auftretenden Reibungskräfte essentiell. Bis dato gibt es in den vorhandenen Richtlinien gesicherte Kenntnisse zum axialen Reibungsverhalten von im „offenen Graben“ verlegten Rohren, aber nur grundlegende Berechnungsvorgaben zu grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen. Diese Arbeit stellt einen Ansatz dar, die grundlegenden Kenntnisse über das Interaktionsverhalten von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen mit dem umgebenden Erdreich zu erweitern.

Hierzu werden in situ-Versuche wissenschaftlich ausgewertet, bei denen Fernwärmeleitungen auf einem Versuchsfeld grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegt wurden. Es wurden Leitungslängen von bis zu 108 m und unterschiedliche Rohrdurchmesser von DN 50 bis zu DN 200 verlegt und anschließend über ein mobiles Heizkraftwerk realitätsnahen Temperaturvollastwechseln unterzogen. Die dabei auftretenden axialen Widerstände sowie Verschiebungen wurden elektronisch aufgezeichnet. Darüber hinaus konnten in den Feldversuchen einzelne Rohrteilstücke axial verschoben sowie zur Begutachtung der Rohrbettungssituation Probe-schürfe um die verlegten Rohrleitungen herum hergestellt werden. Die Ergebnisse der in situ-Versuche zeigen signifikant geringere Reibungswiderstände im Vergleich zu den Berechnungsansätzen der Regelwerke für Fernwärmeleitungen im „offenen Graben“. Es können eine Veränderung des Bettungsmaterials in dem sich einstellenden Ringspalt sowie auftretende Hohlräume als Ursache für die Reibkraftminimierung festgehalten werden.

Aufbauend auf den Kenntnissen der in situ-Versuche wurde in einem eigens konzipierten Modellversuchsstand das zyklisch axiale Reibungsverhalten näher untersucht. Um eine möglichst realitätsnahe Abbildung des HDD-Verfahrens zu erhalten, werden die Erkenntnisse der in situ-Versuche mit den Ergebnissen der Modellversuche abgeglichen. Dabei werden zwei Grenzsituationen „stabiler Bohrkanal“ und „instabiler Bohrkanal“ unterschieden. Über den Vergleich der Ergebnisse mit einem Referenzversuch „offener Graben“ konnten grundlegende Erkenntnisse zur axialen Reibkraft an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen herausgearbeitet werden.

Zur quantitativen Bestimmung der Beeinflussung des Reibungsbeiwertes wurden kleinmaßstäbliche Reibungsversuche durchgeführt. Dabei wurden sowohl Einflüsse aus zyklischen Belastungen als auch mögliche Kriecheffekte untersucht.

Zusammen mit den Erkenntnissen aus den in situ-Versuchen sowie den Ergebnissen der durchgeführten Modellversuche werden Berechnungsansätze zur Bestimmung der axialen Reibungswiderstände an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen aufgestellt. Diese zwei Ansätze stellen dabei jeweils einen „unteren“ bzw. „oberen“ Grenzwert der zu erwartenden Reibungswiderstände dar.

SCHLAGWORTE: grabenlose Verlegung, HDD-Verfahren, Fernwärme, axialer Reibungswiderstand, Rohrbettung, Reibungskoeffizient

Abstract

In today's times of climate change, it is even more important to use the available resources as efficiently as possible. With the development of fourth Generation District Heating (4th GDH) renewable energies, e.g. for use in biomass power plants can be used as source of heat. Beyond that thermal heat pumps operated with green electricity can be integrated into the district heating networks. This enables a high degree of flexibility in the use of green electricity.

The cogeneration of heat and power combined with district heating technology could be a contribution to this. The installation of district heating networks is associated with high costs as well as many difficulties while installing into existing urban structures. To install an underground piping system in today's well-developed infrastructure the trenchless laying technique could be an opportunity.

For a safe design of buried district heating pipes the knowledge of the occurring frictional forces is essential. Today the existing guidelines show knowledge of the axial friction behavior of pipes, installed by the "cut and cover" method and fundamental calculation approaches of trenchless installed district heating pipes. This research work represents an approach to gain new insights about the interaction behavior of trenchless laid district heating pipes with the surrounding soil.

For this purpose, in-situ experiments are scientifically monitored in which district heating pipes are laid trenchless with the HDD method. Pipes up to 108 m lengths and different pipe diameters from DN 50 up to DN 200 are installed. Afterwards realistic full-load temperature changes are adjusted by a mobile heating power station. The occurring axial resistances and displacements are recorded. In addition to this field tests where some pipe sections can be moved axially are conducted. To learn more about the pipe bedding situation, the district heating pipes are bared partially. The results of the in situ tests show significantly lower frictional resistance compared to the calculation approaches of the district heating pipes, which are laid by the "cut and cover" method. An Explanation of the decreasing of the friction forces can be changing properties of the bedding material and voids around the pipes.

Based on the knowledge of the in situ tests, the cyclic axial friction behavior is investigated in a developed model test device. To simulate a realistic HDD process, the findings of the in situ tests are compared with the results of the model tests. Therefore two situations "stable borehole" and "unstable borehole" are investigated. By comparing the results with a reference test, installed by "cut and cover method" new insights of the axial friction forces at trenchless installed district heating pipes can be carried out.

To determine the influence of drill mud on the coefficient of friction, direct interface shear tests are carried out. With these tests an influence of cyclic and temporal loads are investigated.

Together with the results from the in situ tests and the results of the model test device, a calculation approach for determining the axial friction resistance at trenchless laid district heating pipes is developed. The two approaches "stable borehole" and "unstable borehole" represent a "lower" or "upper" barrier of the expected friction resistance.

Keywords: trenchless installing, HDD-method, District Heating, axial friction force, pipe bedding, coefficient of friction

INHALTSVERZEICHNIS

ABBILDUNGSVERZEICHNIS	IV
------------------------------------	-----------

TABELLENVERZEICHNIS	IX
----------------------------------	-----------

1	EINLEITUNG	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Problematik	2
1.3	Ziele der Untersuchungen.....	2
1.4	Lösungsweg.....	3
2	STAND DES WISSENS.....	5
2.1	Fernwärmetechnik	5
2.1.1	Aufbau von Kunststoffmantelrohren	6
2.1.2	Berechnungsansätze zur Reibungsproblematik.....	8
2.1.3	Erddruck auf Rohre	8
2.1.4	Kontaktreibung im Rohr-Bodensystem.....	10
2.1.5	Empfehlungen der Regelwerke zur Berechnung der Reibungskräfte in der offenen Bauweise	11
2.2	Grabenlose Installation von Fernwärmeleitungen.....	12
2.2.1	Arbeitsschritte im HDD-Verfahren	13
2.2.2	Erddruck bei Gewölbewirkung.....	15
2.2.3	Empfehlungen der Regelwerke zur Berechnung von Reibungskräften an Fernwärmeleitungen bei HDD-Verlegung	19
2.2.4	Bohrspülungen	21
2.2.5	Einzugwiderstände	27
2.2.5.1	Widerstände beim Einzug der Leitungen	27
2.2.5.2	Untersuchungen zur Reibungsminimierung bei der Installation	32
2.2.6	Kontaktreibung Boden-Rohr.....	42
2.2.7	Einfluss von Bentonit auf Kontaktreibung Boden-Rohr	47
2.2.8	Einfluss der Einziehgeschwindigkeit	56
2.3	Zusammenfassung	58
3	IN SITU-VERSUCHE	59
3.1	Allgemeines	59
3.2	Ergebnisse der in situ-Versuche	60
3.2.1	Erfassung der Einzieh widerstände.....	60
3.2.2	Ergebnisse der Deinstallations- und Reibkraftversuche.....	62
3.2.3	Ergebnisse der zyklischen Heizlastversuche	66
3.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	76

4	KONZEPTION DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN	78
4.1	Lösungsweg zur Gewinnung weiterer Erkenntnisse	78
4.2	Konzeption und Materialien des Modellversuchsstands	78
4.3	Verwendete Materialien	78
4.3.1	Fernwärmerohr	79
4.3.2	Erdstoff	80
4.3.3	Pilotrohr	85
4.3.4	Bohrspülung	85
4.4	Versuche zum Eindringverhalten der Bohrspülung	89
4.5	Untersuchung des Sedimentationsprozesses	92
5	VERSUCHSSTAND GRABENLOSE FERNWÄRMELEITUNG	94
5.1	Aufbau und Funktionsweise des Modellversuchsstandes	94
5.1.1	Vergleich der Randbedingungen der Modellversuche und in situ- Versuche	97
5.1.2	Installationsvorgang	98
5.1.3	Messinstrumentierung	98
5.1.4	Einzustellende Parameter	99
5.1.4.1	Suspensionsdichte	99
5.1.4.2	Überschnittfaktor	99
5.1.4.3	Suspensionsdruck	99
5.1.4.4	Suspensionsvolumen	102
5.1.4.5	Einzuggeschwindigkeit	103
5.1.4.6	Pumprate	103
5.1.5	Sandeinbau	104
5.1.6	Simulationsbetrieb	104
5.2	Ergebnisse	105
5.2.1	Erddruckbeiwert	105
5.2.2	Untersuchung des ausgebildeten Ringraumes	106
5.2.2.1	Räumliche Ausdehnung des Rohraufagers	107
5.2.2.2	Stoffliche Zusammensetzung des Ringraummaterials	108
5.2.3	Auswertung der gemessenen Reibungskräfte - Installationsphase	109
5.2.3.1	Auszieh Widerstand des Pilotrohres	109
5.2.4	Auswertung der gemessenen Reibungskräfte - Betriebsphase	111
5.2.4.1	Versuchsergebnisse der Referenzversuche	112
5.2.4.2	Versuchsergebnisse der stabilen Bohrkanäle	113
5.2.4.3	Versuchsergebnisse der gestörten Bohrkanäle	116
5.2.4.4	Versuche mit Variation der Überdeckungshöhe	119
5.2.4.5	Versuche mit Variation des Rohrdurchmessers	123
5.3	Vergleich der Ergebnisse aus in situ-Versuchen mit Ergebnissen der Modellversuche	126

5.3.1	Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen	126
5.3.2	Vergleich der Deinstallationsversuche mit Modellversuchen	128
6	UNTERSUCHUNGEN IM KLEINMAßSTÄBLICHEN	
	REIBUNGSVERSUCHSSTAND.....	130
6.1	Allgemeines	130
6.2	Aufbau und Durchführung der monotonen CNL-Versuche	130
6.2.1	Ergebnisse der monotonen CNL-Reibungsversuche	132
6.2.2	Zusammenstellung der Ergebnisse der Scherversuche.....	136
6.3	Aufbau und Durchführung der zyklischen CNL-Reibungsversuche.....	138
6.3.1	Ergebnisse der zyklischen CNL-Reibungsversuche	138
6.3.2	Zusammenfassung der Ergebnisse unter zyklischer Belastung.....	144
6.4	Untersuchung von Kriechverformungen	145
6.4.1	Allgemeines.....	145
6.4.2	Durchführung von Zeitstandversuchen	146
6.4.3	Ergebnisse der Zeitstandversuche - Kriechverformungen	150
6.4.4	Einfluss der Prüfflächengröße auf die Ergebnisse der Zeitstandversuche.....	152
6.4.5	Ergebnisse der Zeitstandversuche – Reibungsbeiwert.....	153
7	DISKUSSION UND BERECHNUNGSANSÄTZE.....	157
7.1	Diskussion von Reibkräften und Reibungsbeiwerten unter integraler Betrachtung aller Versuchsergebnisse	157
7.2	Entwicklung von Berechnungsansätzen	159
7.2.1	Festlegung von Reibungskoeffizienten	159
7.2.2	Degradation infolge zyklischer Belastung	160
7.2.3	Berechnungsansatz bei instabilem Bohrkanal	162
7.2.4	Berechnungsansatz bei stabilem Bohrkanal	165
7.2.5	Vergleich der Ergebnisse mit Berechnungsansätzen.....	167
7.2.6	Plausibilitätskontrolle der Berechnungsansätze.....	171
8	EMPFEHLUNGEN.....	174
8.1	Reibungsbeiwert	174
8.2	Zyklisch bedingte Degradation.....	175
8.3	Berechnungsansätze	175
9	ZUSAMMENFASSUNG.....	177
10	AUSBLICK	180
11	LITERATURVERZEICHNIS	181

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1: Aufbau Fernwärmeverteilung (Konstantin 2013)	5
Abb. 2-2: Ausbildung von Haft- und Gleitbereich nach FW 401-10 (AGFW 2020).....	6
Abb. 2-3: Kunststoffmantelrohr (Brugg Rohrsysteme GmbH 2015)	6
Abb. 2-4: Verbundscherfestigkeit des KMR-Rohres (AGFW 2020).....	7
Abb. 2-5: Polarkoordinatensystem am Rohr.....	9
Abb. 2-6: Radialspannungen am erdverlegten Rohr (AGFW 2020)	10
Abb. 2-7: Arbeitsschritte HDD-Verfahren (Bohrtec Teubner Wittenberg GmbH 2017)	13
Abb. 2-8: Abminderung der Vertikalspannungen nach a) Terzaghi (1943) und b) Auld (1986).....	15
Abb. 2-9: Silotheorie nach DWA-A 161 (2014) in Anlehnung an TERZAGHI (1943)	16
Abb. 2-10: Erddruckabminderung nach ASTM F 1962 (Akbarzadeh und Bayat 2014).....	18
Abb. 2-11: Bewegung von Tonplättchen bei laminarer Strömung (Elbe 2003)	22
Abb. 2-12: Unterschiedliche Fließeigenschaften von Fluiden (Elbe 2003).....	23
Abb. 2-13: Eindringverhalten von Bohrspülungen (Bayer 2005)	24
Abb. 2-14: Darstellung des Eindringverhaltens von Suspensionen (Schlötzer 1995)	25
Abb. 2-15: Filtrationsverhalten von Suspensionen	26
Abb. 2-16: Widerstände beim Rohreinzug bei gerader Linienführung.....	29
Abb. 2-17: Balkenmodell der gekrümmten Leitung (Huey 1996).....	29
Abb. 2-18: Widerstände beim Rohreinzug bei gekrümmter Linienführung.....	30
Abb. 2-19: Zugkräfte während der Installation nach DIN EN 13941 (2019)	31
Abb. 2-20: Einfluss des Überschnitts auf die Vortriebskraft (Pellet-Beaucour 2002)	33
Abb. 2-21: Zusammenhang von Reibungsreduktion und Bodenart (Marshall 1998).....	34
Abb. 2-22: Effekt der Rohrstrangschmierung in Feldversuchen (Staheli 2006)	35
Abb. 2-23: Reduktion der Reibungswiderstände verschiedener Autoren bei der Installation.....	36
Abb. 2-24: Ergebnisse von Felduntersuchungen zum Rohreinzug von HDPE-Rohren (Gelinas 2000).....	38
Abb. 2-25: Gemessene Spannungen während des Rohreinzugs (Polak 2005).....	39
Abb. 2-26: Ermittelte Zugkräfte während des Rohreinzugs (Polak 2005)	39
Abb. 2-27: Gemessene Widerstände beim Rohreinzug (Baumert 2004)	41
Abb. 2-28: Ermittlung der realen Zugkraft im Bohrkana (Baumert 2004)	42

Abb. 2-29: Reibkraftänderung erdverlegter PE-Rohrleitungen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte (Weidlich 2008).....	44
Abb. 2-30: Ermittelte Reibungskoeffizienten am erdverlegten Polyurethanrohr (Alam 2013)	45
Abb. 2-31: Ermittelte Reibungskoeffizienten am erdverlegten Kunststoffrohr (Alam 2013)	46
Abb. 2-32: Versuchsaufbau in situ-Versuche zur Ermittlung der axialen Reibungswiderstände (Honegger 1999).....	46
Abb. 2-33: Versuchsergebnisse in Situ Versuche (Honegger 1999).....	47
Abb. 2-34: Reibungswiderstände PE vs. Erdstoffe (Raclavsky 2008).....	49
Abb. 2-35: Reduktion des Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit der Korngröße (Raclavsky 2008)	50
Abb. 2-36: Einfluss von Bentonitsuspension auf den Reibungskoeffizienten (Hassan 2014)	52
Abb. 2-37: Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch Temperaturbelastung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011).....	53
Abb. 2-38: Gedankenmodell der Rohrbettung einer grabenlos verlegten (HDD) Fernwärmeleitung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013).....	54
Abb. 2-39: Ermittelte Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit von der Zeit (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013)	55
Abb. 2-40: Bettungsreaktionskräfte einer mittels HDD-Technik verlegten Fernwärmeleitung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013).....	55
Abb. 2-41: Einfluss der Einzuggeschwindigkeit auf die Einzugkraft (Rossbach 2008).....	56
Abb. 3-1: Versuchsfeld der in situ-Versuche (Weidlich und Eichhorst 2015)	59
Abb. 3-2: Hohlräume in situ	60
Abb. 3-3: Rohrauflager in situ.....	60
Abb. 3-4: Gemessener Einzieh Widerstand Bohrung II.1 (AGFW 2016)	61
Abb. 3-5: Versuchsaufbau der Reibkraftversuche (Weidlich und Huther 2014).....	62
Abb. 3-6: Versuchsergebnis eines in situ-Versuchs auf einem Testfeld (AGFW 2016)	63
Abb. 3-7: Ergebnisse der Deinstallationsversuche	64
Abb. 3-8: Kameraaufnahme während der Deinstallation (Weidlich und Eichhorst 2015).....	65
Abb. 3-9: Aufbau der zyklischen Heizlastversuche (AGFW 2016)	66
Abb. 3-10: Schematische Darstellung des statischen Systems	67
Abb. 3-11: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.2 (DN 50) über der Zeit	67
Abb. 3-12: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.2 über dem Verschiebungsweg (DN 50)	68
Abb. 3-13: Verlauf einer Federkennlinie in IGtH-HEAT	69

Abb. 3-14: Simulation Rohrstrang II.2 - Widerlagerkraft über Verschiebung.....	69
Abb. 3-15: Simulation Rohrstrang II.2 - Reibungskraft über Verschiebung.....	70
Abb. 3-16: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.1 (DN 100) über der Zeit.....	71
Abb. 3-17: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.1 über dem Verschiebungsweg (DN 100).....	71
Abb. 3-18: Simulation Rohrstrang II.1 - Widerlagerkraft über Verschiebung.....	72
Abb. 3-19: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.1 (DN 100) über der Zeit.....	73
Abb. 3-20: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.1 über dem Verschiebungsweg (DN 100).....	73
Abb. 3-21: Simulation Rohrstrang III.1 - Widerlagerkraft über Verschiebung.....	74
Abb. 3-22: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.2 (DN 100) über der Zeit.....	74
Abb. 3-23: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.2 über dem Verschiebungsweg (DN 100).....	75
Abb. 3-24: Simulation Rohrstrang III.2 - Widerlagerkraft über Verschiebung.....	75
Abb. 4-1: Korngrößenverteilung Versuchssand	80
Abb. 4-2: Innerer Reibungswinkel Versuchssand.....	82
Abb. 4-3: Sägezahnmodell nach BOLTON (Bolton 1986).....	83
Abb. 4-4: Dilatanzwinkel Versuchssand	84
Abb. 4-5: Mikroskopisches Lichtbild des Versuchssandes.....	84
Abb. 4-6: Thixotropes Fließverhalten von Bentonitsuspension nach DIN 4127 (2014).....	86
Abb. 4-7: Anstieg der Scherspannungen mit der Ruhezeit nach DIN 4127 (2014).....	86
Abb. 4-8: Grafische Auftragung des Fließgrenzenversuchs.....	88
Abb. 4-9: Schematischer Aufbau der Eindringversuche.....	90
Abb. 4-10: Lichtbild des konzipierten Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Eindringtiefe.....	90
Abb. 4-11: Ergebnisse der Eindringversuche unter Variation der Einbaudichte.....	91
Abb. 4-12: Zusammenhang der Lagerungsdichte und Suspensionsvolumen	92
Abb. 4-13: Absetzversuchszylinder nach 28-tägiger Versuchszeit.....	93
Abb. 5-1: Lichtbild des Modellversuchsstands	95
Abb. 5-2: Ansicht des Modellversuchsstands vor Installationsphase	95
Abb. 5-3: Ansicht und Grundriss des Modellversuchsstands in der Betriebsphase	96
Abb. 5-4: Fließplan der Bentonitsuspension.....	100
Abb. 5-5: Suspensionsverlustfaktor unter Variation der Lagerungsdichte.....	103

Abb. 5-6: Erddruckbeiwert im Versuchskasten.....	106
Abb. 5-7: Lichtbild des Bohrkanals.....	107
Abb. 5-8: Ausbildung des Rohraufagers.....	108
Abb. 5-9: Granulometrische Zusammensetzung des Ringraummaterials	108
Abb. 5-10: Zugkräfte beim Installationsvorgang	109
Abb. 5-11: Vergleich der maximalen Zugkräfte	110
Abb. 5-12: Ergebnis des Referenzversuchs (dicht gelagerter Sand)	112
Abb. 5-13: Degradation über Lastzyklen (Referenzversuche)	113
Abb. 5-14: Vergleich der Reibungswiderstände der unterschiedlichen Bauverfahren	114
Abb. 5-15: Reibungskräfte bei stabilem Bohrkanal	115
Abb. 5-16: Degradation über Lastzyklen	115
Abb. 5-17: Degradation der Reibungskräfte bei stabilem Bohrkanal.....	116
Abb. 5-18: Gemessene Schubkraft bei instabilem Bohrkanal	117
Abb. 5-19: Reibungskräfte über Lastzyklen instabiler Bohrkanal	118
Abb. 5-20: Degradation instabiler Bohrkanal.....	118
Abb. 5-21: Gedankenmodell instabiler Bohrkanal	119
Abb. 5-22: Reibungskraft für variable Überdeckungshöhen bei dichter Lagerung (stabil)	120
Abb. 5-23: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei dichter Lagerung (stabil).	120
Abb. 5-24: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei lockerer Lagerung (stabil)	121
Abb. 5-25: Reibungskraft für variable Überdeckungshöhen bei dichter Lagerung (instabil)	122
Abb. 5-26: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei dichter Lagerung (instabil).....	122
Abb. 5-27: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei lockerer Lagerung (instabil).....	123
Abb. 5-28: Gemessene Schubkraft im Versuchsstand unter Variation des Rohrdurchmessers (stabiler Bohrkanal).....	124
Abb. 5-29: Reibungswiderstände unter Variation des Rohrdurchmessers (instabiler Bohrkanal).....	125
Abb. 5-30: Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen (stabiler Bohrkanal).....	126
Abb. 5-31: Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen (instabiler Bohrkanal).....	127
Abb. 5-32: Vergleich der Ausziehversuche mit Modellversuchen (stabiler Bohrkanal)	128
Abb. 6-1: Schematischer Aufbau der Reibungsversuche.....	132

Abb. 6-2: Verlauf der Reibungsspannung im CNL-Versuch ($D=0,6$).....	133
Abb. 6-3: Relation zwischen Wandreibungswinkel Sand – HDPE und Scherwinkel ϕ'	134
Abb. 6-4: Filterkuchen im CNL-Versuch nach Belastung	136
Abb. 6-5: Ermittelte Reibungswiderstände im Vergleich	137
Abb. 6-6: Degradation über Lastzyklen aus CNL-Versuchen Sand vs. PE ($D=0,6$).....	139
Abb. 6-7: Ermittelte Degradationsfaktoren der Referenzversuche	139
Abb. 6-8: Zyklischer Einfluss auf BSG-Erdstoffe	141
Abb. 6-9: Degradation Bentonitfilterkuchen / PE über Lastzyklen aus CNL-Versuchen ($D=0,5$)	142
Abb. 6-10: Korrelation zwischen Lagerungsdichte und ermittelten Reibungswiderständen für Bentonitfilterkuchen vs. PE	142
Abb. 6-11: Vergleich der Vertikalverformungen im CNL-Versuch	144
Abb. 6-12: Spannungsbereiche der Kriechverformungen von Erdstoffen (Mitchell, Seed und Paduane 1965).....	145
Abb. 6-13: Aufbau Zeitstandreibungsversuch	148
Abb. 6-14: Kriechverformungen der 1000 h Zeitstandversuche im Kontakt zu PE-Material	150
Abb. 6-15: Kriechverformungen der 1000 h Zeitstandversuche im Kontakt zu V2a-Material...	151
Abb. 6-16: Zeitliche Entwicklung der gemessenen Reibungsspannung im Kontakt zu PE- Material	153
Abb. 6-17: Ermittelter Reibungsbeiwert aus Zeitstandversuchen.....	154
Abb. 6-18: Zusammensetzung der Reibungswiderstände (Dove und Frost 1999).....	155
Abb. 6-19: Zeitliche Entwicklung der gemessenen Reibungsspannung im Kontakt zu V2a- Material	155
Abb. 6-20: Schematische Darstellung Konsolidierung der BSG-Erdstoffe	156
Abb. 7-1: Vergleich der ermittelten Reibkräfte (normiert).....	157
Abb. 7-2: Vergleich der ermittelten Reibungskoeffizienten im Kontakt zu PE	158
Abb. 7-3: Vergleich Degradation Modellversuche	161
Abb. 7-4: Ansatz der Auflagerspannung nach HASAN (Hasan 1996).....	165
Abb. 7-5: Berechnung der Rohrspannungen (White und Randolph 2007).....	166
Abb. 7-6: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 200)	168
Abb. 7-7: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 100)	168
Abb. 7-8: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 50)	168
Abb. 7-9: Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsansatz (instabil).....	170

Abb. 7-10: Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsansatz (stabil).....	170
Abb. 7-11: Resultat der Änderung von Randbedingungen – Erstverschiebung stabiler Bohrkanal	171
Abb. 7-12: Resultat der Änderung von Randbedingungen – zehnter Lastzyklus stabiler Bohrkanal	172
Abb. 7-13: Resultat der Änderung von Randbedingungen – Erstverschiebung instabiler Bohrkanal	172
Abb. 7-14: Resultat der Änderung von Randbedingungen - zehnter Lastzyklus instabiler Bohrkanal	173

Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1: Abmessungen von Kunststoffmantelrohren nach DIN EN 253 (2019).....	8
Tab. 2-2: Empfehlungen des Reibungsbeiwertes Sand-PE aus Regelwerken	12
Tab. 2-3: Einsatzmöglichkeiten HDD-Verfahren nach Bodenarten (ASTM 2009).....	14
Tab. 2-5: Empfehlungen des Reibungsbeiwertes aus Regelwerken.....	20
Tab. 2-4: Anpassungsfaktoren der erforderlichen Zugkraft nach DCA (2015)	27
Tab. 2-6: Reduktion der Mantelreibung (Phelipot 2000).....	37
Tab. 2-7: Innerer Reibungswinkel und Reibungskoeffizienten (Yonan 1993)	42
Tab. 2-8: Zusammenhang zwischen Überschnittfaktor und Mantelreibung (Yonan 1993).....	43
Tab. 2-9: Erdstoffeigenschaften (Alam 2013).....	44
Tab. 2-10: Ergebnisse der Versuche Sand / besandete Platte (Schößer 2004)	48
Tab. 2-11: Versuchsergebnisse nach Wartezeit, Raclavsky (Raclavsky 2008)	51
Tab. 2-12: Geomechanische Eigenschaften des untersuchten Sandes (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011)	53
Tab. 2-13: Gemessene Reduzierung der Einzugskraft infolge Reduzierung der Einzugeschwindigkeit (Rossbach 2008).....	57
Tab. 3-1: Ermittelte Reibungskoeffizienten während der Installation	61
Tab. 3-2: Reibungskoeffizient Deinstallationsversuche.....	65
Tab. 3-3 Ermittelte Reibungskoeffizienten aus zyklischen Heizlastversuchen.....	76
Tab. 4-1: Technische Daten des PE-HD Werkstoffes	79

Tab. 4-2: Bodenmechanische Kenngrößen der Korngrößenanalyse am Versuchssand	81
Tab. 4-3: Bodenmechanische Kenngrößen des Versuchssandes	81
Tab. 4-4: Pilotrohrabmessungen	85
Tab. 4-5: Ergebnisse des Marsh-Trichter-Versuchs	87
Tab. 4-6: Zusammenstellung der Klassifikationsversuchsergebnisse	89
Tab. 4-7: Ergebnisse der Absetzversuche	93
Tab. 5-1: Vergleich der Randbedingungen zwischen Modell- und Feldversuch	97
Tab. 5-2: Zusätzliches Verpressvolumen (Praetorius 2016)	102
Tab. 5-3: Vergleich der maximalen Zugkräfte mit angepassten Reibungsbeiwerten	111
Tab. 6-1: Parameter der BSG-Erdstoffe	131
Tab. 6-2: Versuchsprogramm der CNL-Versuche	131
Tab. 6-3: CNL-Versuchsergebnisse (monoton - Reibungskoeffizient bei Erstverschiebung)...	135
Tab. 6-4: Gewählte Belastungsgeschwindigkeiten im Zeitstandversuch	149
Tab. 6-5: Einfluss der Prüfflächengröße	152
Tab. 7-1: Reibungskoeffizienten für untersuchte Materialkombinationen	159
Tab. 7-2: Gegenüberstellung der ermittelten Werte mit gemessenen Werten für N_R bei Erstverschiebung	163
Tab. 7-3: Gegenüberstellung der ermittelten Werte mit gemessenen Werten für N_R infolge zyklischer Degradation	164

1 Einleitung

1.1 Motivation

In Zeiten der Verknappung von Rohstoffen gilt es so weit wie möglich Ressourcen zu schonen, die daraus gewonnene Energie möglichst effizient zu nutzen und zugleich die Emissionen zu verringern. Ein Aspekt hierbei besteht in der effizienten Nutzung von Rohstoffen und erneuerbaren Energien. Mit der Fernwärmetechnologie der 4. Generation kann die flexible Nutzung der erneuerbaren Energien bspw. über Biomassekraftwerke oder die Nutzung von Wärmepumpen stärker in die Fernwärmenetze eingebunden werden (Lund, et al. 2014).

Fernwärme wird überwiegend mit dem Prinzip der Kraft-Wärme-Kopplung (KWK) kombiniert. Bei der Stromerzeugung fallen beispielsweise rd. 65 % als abfallende thermische Energie in der Abwärme an. Die entstehende thermische Energie kann nach der Gewinnung der elektrischen Energie über die KWK als Heizwärme genutzt werden. Hierzu wird der Hochdruckdampf aus der Turbine ausgekoppelt und als Nutzwärme dem Verbraucher zugeführt. Durch die effiziente Nutzung der gebundenen Energie ergibt sich im Vergleich der Primärenergiefaktoren nach EnEV 2009 für die Fernwärmetechnik unter Einsatz von KWK mit maximal 0,7 ein deutlich geringerer Primärenergiebedarf als beispielsweise Gas mit 1,1 (DIN V 18599-1 2018). Der Primärenergiefaktor gibt das Verhältnis der eingesetzten Energie zur erhaltenen Endenergie wieder und dient somit als Maß für die Effizienz einer „Erzeugungs- und Bereitstellungskette“ (Konstantin 2013).

KWK-Anlagen werden oft von kommunalen Versorgungsunternehmen betrieben, wo neben der elektrischen Energie über Nah- und Fernwärmenetze öffentliche Einrichtungen (Schwimmbäder, Schulen,...) mit Wärmeenergie beliefert werden können. Die hierbei installierte Technik ist in der Regel ein Dampfturbinen-Heizkraftwerk, welches die Primärenergie aus Steinkohle oder Erdgas bezieht. Über das Prinzip der Entnahme-Kondensationsanlage kann in einem geregelten Ablauf aus dem Stromerzeugungsprozess ein gewisser Teil des Dampfes entnommen werden und, je nach Bedarf, anderen Nutzern als Wärmeenergie zugeführt werden. Durch die Regelung dieses Kreises ist diese Kraft-Wärme-Kopplung sehr flexibel und kann sich tageszeitlichen und jahresbedingten Schwankungen gut anpassen (Konstantin 2013).

Diese thermische Energie kann mittels Fernwärmenetzen effizient verteilt werden. Üblicherweise wird die Energie in Form von Wasserdampf mit einer Vorlauftemperatur von 70°C bis 130°C in das Fernwärmenetz eingespeist. Die Abnahme des Verbrauchers der transportierten Energie über das Medium Wasser (-dampf) führt zu einem Absinken der Mediumtemperatur auf ca. 50°C. Zusammen mit den jahreszeitlichen Schwankungen und planmäßigen Wartungs- und Instandhaltungsmaßnahmen unterliegen Fernwärmenetze großen Temperaturdifferenzen, welche zu thermischer Expansion und Kontraktion der Leitungsnetze führen. Ein aus ökonomischer Sicht günstiger Ausbau von Fernwärmeleitungsnetzen kann die ökologische Bilanz der heutigen Energieansprüche deutlich steigern.

1.2 Problematik

Um die gewonnene Wärmeenergie aus der zentralen Umwandlung von fossilen Brennstoffen in elektrische Energie nutzen zu können, sind mitunter große Verteilungsnetze unabdingbar um die thermische Energie zu den dezentralen Verbrauchsstellen zu führen. Über Fernwärmenetze ist diese Verteilung, besonders in Ballungsgebieten, sehr effizient. Standardmäßig werden erdverlegte Fernwärmeleitungen im „offenen Graben“ verlegt. Die nachträgliche Installation von solchen Leitungsnetzen in unsere urbanen Lebensräume weist jedoch große technische Herausforderungen auf. Als vorteilhaft für die nachträgliche Installation von Rohrleitungsnetzen hat sich die grabenlose Verlegung herausgestellt. Beim Bau von nicht warmgehenden Leitungsnetzen (Frischwasser, Abwasser, Strom) findet dieses alternative Bauverfahren häufige Anwendung. Im Vergleich zur konventionellen, offenen Bauweise ergeben sich Vorteile im Bereich von kreuzenden Leitungsnetzen, Bauwerken oder natürlichen Hindernissen wie Flüsse. Die grabenlose Verlegungsmethode findet bislang bei Fernwärmeleitungsnetzen kaum Anwendung, weil die Interaktion zwischen grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen und dem Erdreich nicht hinreichend genau geklärt ist. Im Betrieb der Fernwärmeleitungen unterliegen diese planmäßig Temperaturdifferenzen, welche zur thermischen Ausdehnung führen. Diese Längenänderungen der Leitungen interagieren demnach mit dem umgebenden Erdreich und aktivieren unter anderem Reibungswiderstände des Erdreiches. Die kalkulatorische Erfassung dieser Reibungswiderstände ist von diversen Einflussfaktoren, wie des zu wählenden Erddruckansatzes auf grabenlos verlegte Leitungen oder die Festlegung des Reibungskoeffizienten zwischen dem Rohrmantel und dem umgebenden Erdreich bzw. der Bohrlochwandung abhängig (Achmus 1995). Der Reibungskoeffizient zwischen Polyethylenwerkstoffen und diversen Bodenarten ist durch langjährige Erfahrungen in der offenen Grabenverlegung und den Einsatz von Geokunststoffen, beispielsweise im Deponiebau, hinreichend genau beschrieben. Jedoch ist der Einfluss des grabenlosen Rohrvortriebs, wie dem horizontalen Richtbohrverfahren, kurz HDD-Verfahren, und der dabei eingesetzten Bohrspülungen auf den Reibungskoeffizienten zurzeit nicht geklärt. Umlagerungseffekte bei der Erstellung von Bohrungen im Erdreich führen zu Primär- und Sekundärspannungszuständen, welche richtig erfasst werden müssen. Durch die zurzeit herrschenden Unsicherheiten bei der Festlegung dieser Parameter und der sich daraus ergebenden Varianz in der Interaktion zwischen Leitung und Erdreich ist die Auslegung der entsprechenden Begleittechnik von Fernwärmeleitungen von großen Unsicherheiten behaftet und muss optimiert werden, um den sicheren Betrieb von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen zu gewährleisten. Die Dimensionierung von Dehnpolstern zur Aufnahme von axialen Dehnungen der Leitung an Richtungsänderungen oder Kreuzungspunkten ist hier als ein ausschlaggebendes Element aufzuführen. Ohne die genaue Ermittlung des Reibungsverhaltens zwischen der erdverlegten Leitung und dem Erdreich kann die Dimensionierung zur Sicherstellung eines störungsfreien Betriebs nicht realisiert werden.

1.3 Ziele der Untersuchungen

Diese Untersuchungen sollen einen Zuwachs zum Wissensstand der grabenlosen Fernwärme hervorbringen, um die Akzeptanz und somit das Potential der Technik zu fördern. Es wird eine genauere Aussage in Bezug auf die axialen Reibungswiderstände des umgebenden Erdreichs in Kontakt zum Fernwärmerohr angestrebt. Experimentelle Untersuchungen zum Reibungsverhalten an einem grabenlos verlegten Fernwärmerohr sollen Aufschluss über die Interaktion mit

dem durchörterten Erdreich liefern. Hierbei wird der Betrieb der Leitung und die daraus resultierende zyklisch axiale Verschiebung des Rohres simuliert. Für die Auslegung eines Fernwärmehohres ist der Ansatz des richtigen Reibungskoeffizienten von entscheidender Bedeutung. Mithilfe von modifizierten Reibungsversuchen und einem konzipierten Versuchsstand sollen hierfür neue Lösungsansätze gefunden werden. Aus den gesammelten Erkenntnissen soll eine Planungsgrundlage für grabenlos (HDD-Verfahren) verlegte Fernwärmeleitungen für den Betriebszustand aufgestellt werden.

1.4 Lösungsweg

Das Interaktionsverhalten von erdverlegten Fernwärmeleitungen wird maßgeblich von den physikalischen Größen Temperatur, Zeit und Druck bestimmt. In der vorliegenden Forschungsarbeit werden diese Einflussfaktoren in verschiedenen experimentellen Untersuchungen berücksichtigt.

Die Auswirkungen infolge des Faktors Temperatur als auch Einwirkungen aus Erddruck im Betriebszustand einer Fernwärmeleitung sollen mit der wissenschaftlichen Begleitung von in situ-Versuchen von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen näher untersucht werden. Hieraus sollen grundlegende Erkenntnisse über die Bettungssituation eines grabenlos installierten Fernwärmerohres gewonnen werden. Anhand von zyklischen Heizlastversuchen können weitere Aussagen zum Reibungsverhalten infolge der Temperaturbelastung getroffen werden.

Aufbauend auf den Erkenntnissen der in situ-Versuche werden die geplanten experimentellen Untersuchungen durchgeführt. Die entscheidenden Parameter der Interaktion zwischen Rohr und Boden sind, bodenmechanisch betrachtet, der Reibungskoeffizient zwischen den Materialien und die resultierenden Spannungen aus der Erdlast, welche auf das Rohr wirken. Die Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch den Einsatz des HDD-Verfahrens wird in kleinmaßstäblichen Reibungsversuchen genauer betrachtet. Es werden Reibungsversuche zwischen einem PE-Werkstoff, welcher den Außenmantel eines Kunststoffmantelrohres simuliert, und verschiedenen Erdstoffen durchgeführt. Dabei wird der Einfluss der Verlegetechnik mit einbezogen. Die durchgeführten experimentellen Untersuchungen des Reibungskoeffizienten sollen demnach Erkenntnisse zur Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch das HDD-Verfahren (Verwendung von Bohrspülungen) und der zyklischen Belastung im Betriebszustand liefern. Anhand der gesichteten Fachliteratur soll zudem die Frage beantwortet werden, ob eine Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch die Temperatur auftritt.

Um eine realitätsnahe Abbildung der Verlegesituation zu ermöglichen, mussten folgende Randbedingungen untersucht bzw. festgelegt werden:

- Rohrmaterial
- Bohrspülung
- Spannungsbereiche
- Zyklenzahl
- Erdstoff (unter Einfluss von Bohrspülung)

Der Einfluss des Faktors Zeit auf die Rohr-Boden-Interaktion einer grabenlos verlegten Fernwärmeleitung soll zum einen über die vorhandenen Kenntnisse aus der Fachliteratur entnommen werden als auch über die Durchführung von experimentellen Untersuchungen beantwortet werden. Aus den durchgeführten Modellversuchen unter zyklischer Belastung können neue

Erkenntnisse in Bezug auf die Veränderung der Widerstände mit der Zeit unter wachsender Zyklenanzahl getroffen werden. Darüber hinaus sollen mit der Durchführung von Zeitstandversuchen Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Widerstände getroffen werden können. Hierbei werden aufbauend auf den Reibungsversuchen verschiedene Materialkombinationen untersucht.

Der Einfluss der horizontalen Bohrtechnik als Installationsmöglichkeit und der sich daraus ergebende Einfluss der eingesetzten Bohrspülung auf die Rohr-Boden-Interaktion wird darüber hinaus in einem eigens entwickelten Versuchsstand näher beleuchtet. Hierbei wird ein Kunststoffmantelrohr in einem Versuchskasten, welcher mit Erdstoff gefüllt ist, grabenlos unter der Verwendung einer Bentonitsuspension installiert. Anschließend wird das installierte Fernwärmerohr zyklisch axial verschoben. Aus den sich einstellenden Reibungswiderständen und Beobachtungen des grabenlos verlegten Rohres kann somit das Interaktionsverhalten Rohr/Boden besser beschrieben werden.

Abschließend sollen aus den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen und den in situ-Versuchen Ansätze zur Berechnung der axialen Reibungswiderstände aufgestellt werden.

2 Stand des Wissens

2.1 Fernwärmetechnik

Die Fernwärmetechnik bedingt eine zentrale Wärmeerzeugung und einen anschließenden Transport zu den Abnehmern. Das Nutzungskonzept der Fernwärme ist schematisch in Abb. 2-1 abgebildet.

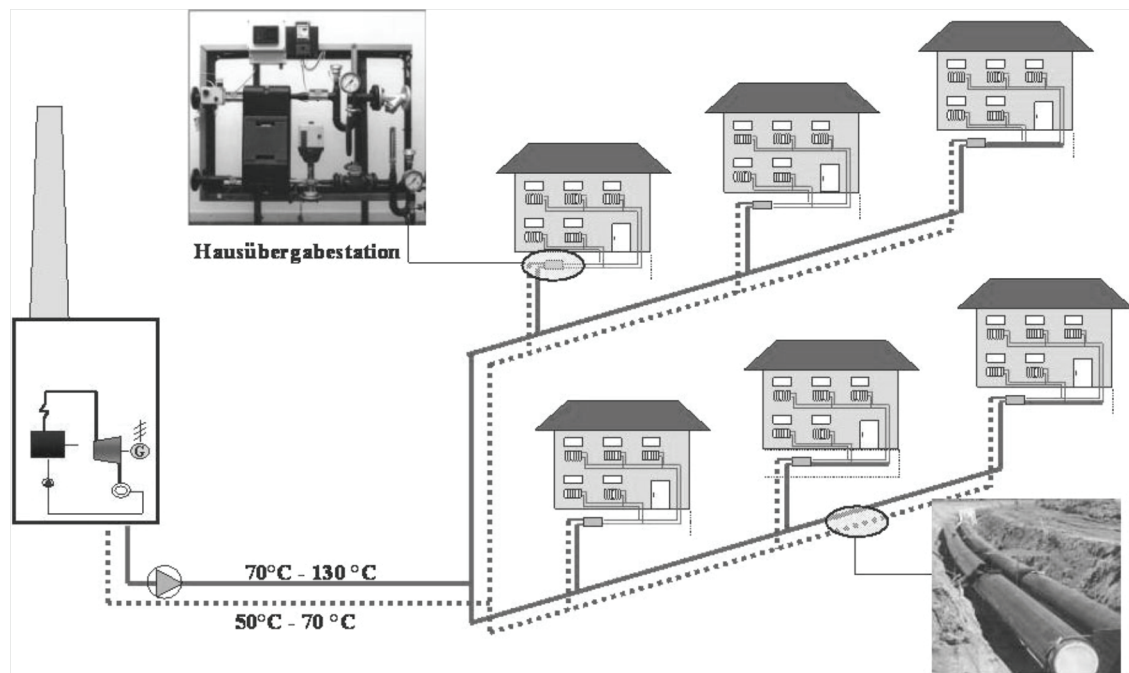


Abb. 2-1: Aufbau Fernwärmeverteilung (Konstantin 2013)

Die Vorteile der Fernwärme sind unter anderen der Wegfall von vielen dezentralen Wärmeerzeugungsanlagen und eine daraus resultierende Verbesserung der Immissionssituation in Wohngebieten. Eine Fernwärmeversorgung besteht im Wesentlichen aus einer zentralen Wärmeerzeugung, einem Fernwärmeleitungsnetz und den Endverbrauchern. Das Leitungsnetz gliedert sich dabei in Haupttransport- und Hausanschlussleitungen (Konstantin 2013).

Das Prinzip der Fernwärme sieht ein zirkulierendes Medium zum Transport der Wärmeenergie vor. In den meisten Fällen wird Wasser als Transportmittel verwendet. Je nach Betriebsstrategie werden im Vorlauf Temperaturen von 70°C bis 130 °C erreicht. Nach der Abnahme der Energie beim Verbraucher beträgt die Rücklauftemperatur rd. 50°C bis 70°C. Jahreszeitlich bedingte Heizperioden im mitteleuropäischen Raum und Wartungsereignisse sowie gegebenenfalls Schadensfälle bedingen über die Lebensdauer der Fernwärmeleitungen zahlreiche Temperaturlastwechsel. Diese induzieren über das thermische Ausdehnungsverhalten der verwendeten Materialien Verschiebungen im Leitungsnetz. Eine typische Fernwärmeleitung stellt das Kunststoffmantelrohr dar. Die unterschiedlichen Materialien übertragen über die Verbundeigenschaften die induzierten Bewegungen innerhalb der Verbundstoffe und leiten somit die Dehnung aus den thermischen Differenzen an das Mantelrohr weiter. Aus den Dehnungen des Rohraußenmantels stellt sich eine Relativbewegung zwischen Fernwärmeleitung und umgebendem Erdreich ein.

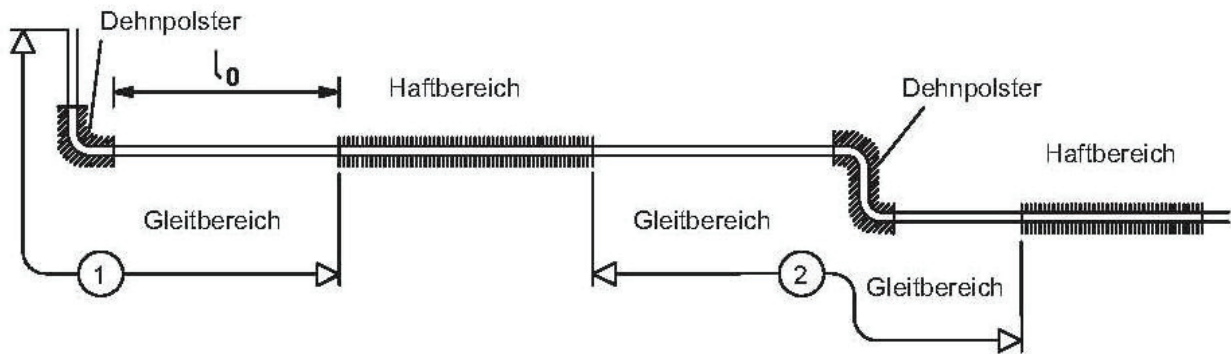


Abb. 2-2: Ausbildung von Haft- und Gleitbereich nach FW 401-10 (AGFW 2020)

Hierdurch werden im Boden Reibungskräfte aktiviert, welche das Rohr in der freien Dehnung behindern. Abhängig von den Reibungseigenschaften zwischen den beiden Reibpartnern, den Lagerungsbedingungen und den Längen der Leitungsabschnitte bilden sich demnach Haft- und Gleitbereiche der Rohrleitung aus. Dieses ist in Abb. 2-2 dargestellt. In den Haftbereichen entspricht die aufsummierte Reibungskraft der für volle Dehnungsbehinderung notwendigen Axialkraft infolge Temperaturänderung. Sobald im Verlauf der Rohrstrecke die summierten Dehnungskräfte größer werden als die haltenden Kräfte aus Reibung zum umgebenden Erdreich stellen sich Gleitbereiche der Rohrleitung ein, in denen das Rohr eine Längenausdehnung zeigt.

2.1.1 Aufbau von Kunststoffmantelrohren

In der Fernwärmebranche hat sich das Kunststoffmantelrohr am Markt etabliert und findet überwiegend Anwendung. Ein solches Rohr besteht gemäß der DIN EN 253 (2019) im Wesentlichen aus drei verschiedenen Bauteilen. Im Inneren befindet sich ein Stahlrohr, oft auch als Mediumrohr bezeichnet, welches die Funktion des Mediumtransports übernimmt. Der äußere Mantel besteht aus einem rd. 2 bis 3 mm starken Polyethylenrohr (PE-Rohr). Das PE-Rohr übernimmt im Gesamtsystem den Schutz der Dämmschicht vor mechanischen Einflüssen sowie Wasserzutritt. Zur Isolierung des Mediumrohres wird ein Polyurethan-Hartschaum (PUR-Schaum) in den Zwischenraum zwischen den beiden Rohren eingebracht. Die Abb. 2-3 zeigt den prinzipiellen Aufbau eines Kunststoffmantelrohres.

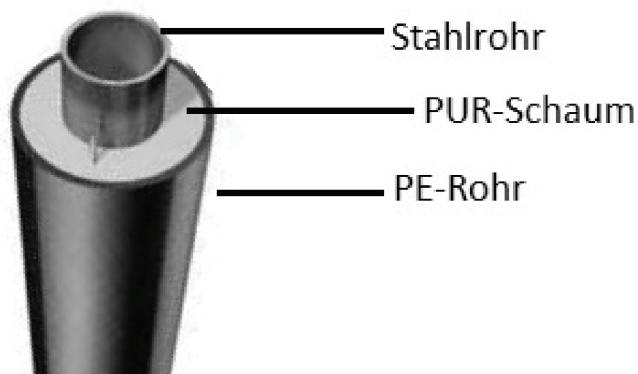


Abb. 2-3: Kunststoffmantelrohr (Brugg Rohrsysteme GmbH 2015)

Um die thermischen Ausdehnungen des Stahlrohres schadfrei zu übertragen besteht nach den gültigen Regelwerken, wie der AGFW FW 401-10 (2020) und DIN EN 253 (2019) eine Mindestverbundscherfestigkeit. Gemäß den Regelwerken kann die Verbundscherfestigkeit von neuen Rohren bei Raumtemperatur als Qualitätssicherung über einen Wert von $0,12 \text{ N/mm}^2$ nachgewiesen werden. Ein erdverlegtes Rohr führt zu Reaktionskräften, welche über die Reibung des Rohres im Kontakt zum umgebenden Boden aktiviert werden. Die induzierte Temperatur ruft im verwendeten PUR-Hartschaum eine Abnahme der mechanischen Festigkeit hervor. Solche Kriechverformungseffekte werden gemäß DIN EN 253 (2019) über die geforderte Verbundscherfestigkeit abgesichert. Nach BEILKE (1993) wird auch von axialer Dehnungskopplung ausgegangen. Die für die Rohrstatik zugrunde liegende Grenzspannung ist nach AGFW FW 401-10 (2020) mit $0,04 \text{ N/mm}^2$ deutlich geringer angesetzt als die nach DIN EN 253 versuchstechnisch nachzuweisende Verbundscherfestigkeit von $0,12 \text{ N/mm}^2$. Daher sind in der langjährigen Anwendungspraxis keine Schäden durch thermische Überlastung innerhalb des Verbundrohres bekannt (Hoffmann, Grage und Röse 2002). Eine Extrapolation der Ergebnisse aus Laborkriechversuchen scheint aus wissenschaftlicher Sicht nicht als gesichert auf die Lebensdauer von 30 Jahren anzuwenden zu sein. Die in der Praxis auftretenden Alterungserscheinungen können bei solchen Laborversuchen nicht erfasst werden. Daher wird an der Differenz zwischen der nachzuweisenden Verbundscherfestigkeit in Laborversuchen und der für die Rohrdimensionierung maximal auftretenden Grenzspannung festgehalten. Diese Thematik wird in dieser Arbeit nicht weiter behandelt.

Die freie thermische Expansion des im Kontakt mit dem Medium stehenden Stahlrohres wird über die Reibungswiderstände des Erdreiches behindert. Der Angriffspunkt der Reibungskräfte liegt jedoch am äußeren PE-Rohr. Die Anforderung an die Scherfestigkeit in axialer Richtung stellt sicher, dass über die gesamte Lebensdauer des Fernwärmerohres der Verbund der einzelnen Komponenten eingehalten wird, siehe Abb. 2-4.

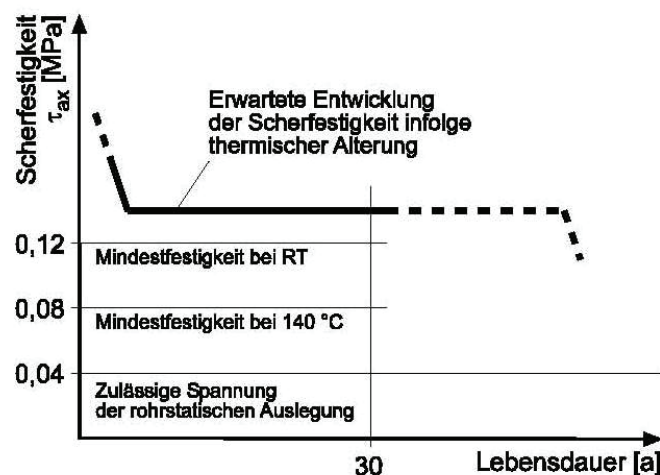


Abb. 2-4: Verbundscherfestigkeit des KMR-Rohres (AGFW 2020)

Je nach Anforderungen an die Fernwärmeleitung sind verschiedene Dämmstärken des PUR-Schaums verfügbar. Über Druckverluste, resultierend aus Oberflächenreibung zwischen Wasser und Mediumrohr, Rohrdurchmesser und der spezifischen Wärmekapazität des Wassers ergibt sich eine rohrspezifische Transportkapazität der Fernwärmeleitungen. Gebräuchliche

Nennweiten von einfach gedämmten, geraden Verbundfernwärmeleitungen sind in Tab. 2-1 zusammengestellt.

Tab. 2-1: Abmessungen von Kunststoffmantelrohren nach DIN EN 253 (2019)

Nennweite DN	Stahlrohr	Außendurchmesser bei Standarddämmung D[mm]
25	33,7 x 2,3	90
32	42,4 x 2,6	110
40	48,3 x 2,6	110
50	60,3 x 2,9	125
65	76,1 x 2,9	140
80	88,9 x 3,2	160
100	114,3 x 3,6	200

2.1.2 Berechnungsansätze zur Reibungsproblematik

Für die offene Bauweise sind viele Fragen bezüglich der Reibungsproblematik bereits relativ umfassend untersucht worden. Die zurzeit geltenden Regelwerke AGFW FW 401 (2020), ATV DVWK A127 (2000), DIN EN 13941 (2019) und für die geschlossene Bauweise die DWA-ATV A161 (2014), beschreiben die Berechnungsansätze der am Rohr wirkenden Spannungen. Orientierend an diesen Berechnungsansätzen werden nachfolgend die Grundlagen für erdverlegte Leitungen erarbeitet.

2.1.3 Erddruck auf Rohre

Im offenen Graben wirken auf die Fernwärmeleitung in der entsprechenden Verlegetiefe die vertikale Spannung als Resultat des Überlagerungserddruckes des Erdstoffs oberhalb des Rohres und die horizontale Spannung, welche sich aus dem Erddruckbeiwert des Erdstoffs und der vertikalen Spannung zusammensetzt. Einen ersten Ansatz zur Berechnung der Spannungen lieferten MOSER und WIELAND (1972), bei dem lediglich das Produkt aus Wichte des Erdstoffs oberhalb des Rohres und der Verlegetiefe eingeht.

$$\sigma = \gamma * H \quad (2.1)$$

mit:

σ = Vertikalspannung aus Erdlast [kN/m²]

γ = Erdwichte [kN/m³]

H = Verlegetiefe [m]

RUMPEL (1982) griff diesen Ansatz auf und erweiterte ihn um einen horizontalen Spannungsanteil.

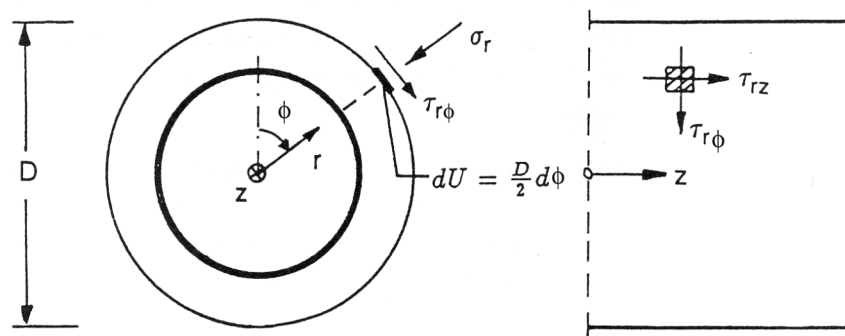


Abb. 2-5: Polarkoordinatensystem am Rohr

Ausgangspunkt für die Berechnungen ist die am Rohrscheitel wirkende Vertikalkraft aus der Auflast. Mithilfe des Polarkoordinatensystems (siehe Abb. 2-5) lässt sich die am Rohrmantel wirkende Spannung in radialer Richtung ohne eine Aufteilung in horizontaler und vertikaler Richtung nach RUMPEL (1982) folgendermaßen berechnen:

$$\sigma_r(\Phi) = \sigma_h + (\sigma_v - \sigma_h) * \sin \Phi = (k + (1 - k) * \sin \Phi) * \gamma * H \quad (2.2)$$

mit: σ_r = Radialspannung
 Φ = Winkelkoordinate
 σ_v = Vertikalspannung
 σ_h = Horizontalspannung
 k = Erddruckbeiwert
 γ = Wichte des umgebenden Bodens
 H = Überdeckungshöhe

Dieser Berechnungsansatz berücksichtigt nicht die Erddruckveränderung über den Rohrdurchmesser, daher ist eine Berechnung nur für kleine Rohre sinnvoll. Bei größeren Rohren sind an der Rohrsohle aufgrund der deutlich größeren Verlegetiefe im Vergleich zum Rohrscheitel auch höhere Spannungen infolge der Erdauflast zu erwarten. Diesen Ansatz griff ACHMUS (1995) auf und stellte folgende Beziehung auf. Nach ACHMUS kann eine mittlere radiale Spannung am Rohr bei großen Nennweiten wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_m = \frac{1+k}{2} * \gamma * (H + \frac{D}{2}) \quad (2.3)$$

mit: σ_m = Mittlere Spannung
 γ = Wichte des Erdstoffs
 H = Überlagerungshöhe
 D = Rohrdurchmesser
 k = Erddruckverhältnis

In Abb. 2-6 sind die Radialspannungen um ein erdverlegtes Rohr schematisch abgebildet, wobei die Gewichtskraft des Rohres vernachlässigt ist.

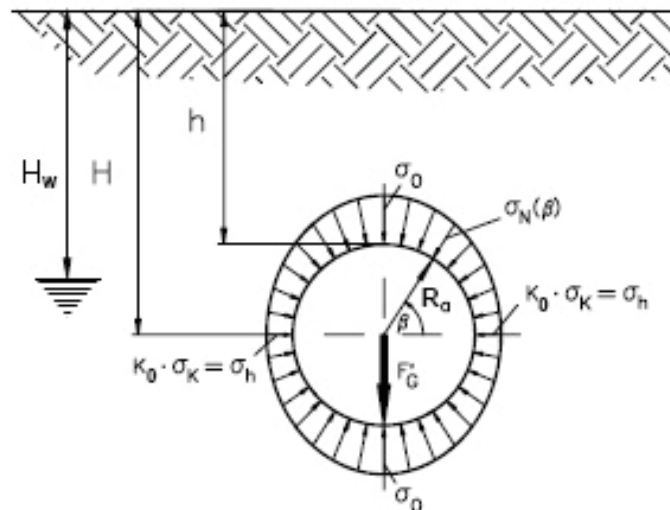


Abb. 2-6: Radialspannungen am erdverlegten Rohr (AGFW 2020)

Gemäß der DIN EN 13941 (2019) sollte neben dem Erddruck auch das Rohreigengewicht bei der Ermittlung des radialen Druckes beachtet werden. In sandigen Böden kann die mittlere radiale Spannung am Rohr nach der DIN EN 13941 gemäß (2.4) berechnet werden.

$$\sigma_m = \frac{1+k}{2} * \gamma * H + G_R - \gamma * \pi * \left(\frac{D}{2}\right)^2 \quad (2.4)$$

Aus den vorgestellten Berechnungsansätzen zur Berücksichtigung der resultierenden Erddruckspannung auf Rohrleitungen ist eine große Streubreite erkennbar. Nach WEIDLICH und SCHUCHARDT (2016) bestehen resultierend aus der Wahl des Erddruckansatzes für kleine Rohrdurchmesser und kleine Überdeckungshöhen lediglich geringe Unterschiede in der Ermittlung der resultierenden Erddruckkraft. Jedoch kann bei Grenzfällen mit großen Rohrdurchmessern und großen Überdeckungshöhen die Wahl des Erddruckansatzes großen Einfluss auf die Bemessung der Fernwärmeleitung ausüben (Weidlich und Schuchardt 2016).

2.1.4 Kontaktreibung im Rohr-Bodensystem

In der Naturwissenschaft haben über die Zeit diverse Autoren Gesetzmäßigkeiten der Reibungseffekte an Festkörpern aufgestellt. In der klassischen Mechanik gilt das Reibungsgesetz für Festkörper:

$$T = \mu * N \quad (2.5)$$

mit:

T	= Tangentialkraft
μ	= Reibungskoeffizient
N	= Normalkraft

Die Größe der sich einstellenden Reibung wird über den Parameter μ ausgedrückt. In der Bodenmechanik bilden der Reibungskoeffizient μ zusammen mit der auf die Reibungsflächen wirkenden Normalspannung zuzüglich einer eventuell herrschenden Adhäsion die Gesamtreibungswiderstände. Nach COULOMB (Coulomb 1773) gilt somit das Reibungsgesetz:

$$\tau = a + \sigma * \mu \quad (2.6)$$

mit:

τ	= Scherspannung
a	= Adhäsionsspannung
σ	= Normalspannung
μ	= Reibungskoeffizient

Bei der Ermittlung der Reibung zwischen erdverlegten Fernwärmeleitungen und umgebenden Boden kann die Adhäsion vernachlässigt werden und Gl. (2.5) auf den spannungsabhängigen Anteil reduziert werden, weil die Leitungen in der offenen Bauweise in entsprechend nichtbindigem Verfüllboden gelagert sind. Mittels Integration der Reibungskräfte über den Rohrumfang können die resultierenden Reibungskräfte ermittelt werden. Die folgende Gleichung beschreibt die maximale Reibungskraft im Polarkoordinatensystem (Achmus 1995):

$$F_{Rmax} = \mu * \frac{D}{2} \int_0^{2\pi} \sigma_r d\phi \quad (2.7)$$

mit:

F_{Rmax}	= maximale Reibungskraft
μ	= Reibungskoeffizient
D	= Rohraußendurchmesser
σ_r	= Radialspannung
ϕ	= Winkelkoordinate

Hierbei ist für den Anwendungsfall der erdverlegten Fernwärmeleitungen zu beachten, dass die berechnete maximale Reibungskraft erst nach Erreichen einer erforderlichen Mindestverschiebung auftritt. Die Grundlage des Reibungsgesetzes mit Vernachlässigung der Adhäsionsspannungen ist für die Bettung der Leitungen in nichtbindigen Erdstoffen abgesichert. Für grabenlos verlegte Leitungen in zum Teil bindigen Böden gilt es, diese Annahme zu prüfen.

2.1.5 Empfehlungen der Regelwerke zur Berechnung der Reibungskräfte in der offenen Bauweise

Für die Rohr-Boden Interaktion in offener Bauweise sind in den zurzeit gültigen Regelwerken für die Praxis Empfehlungen des Reibungskoeffizienten aufgeführt. Das Regelwerk des Energieeffizienzverbandes für Wärme, Kälte und KWK e.V. (AGFW) weist zurzeit für den Kontakt PE-Rohr gegen Sand einen Reibungsbeiwert $\mu = 0,4$ bei Anfahren der Leitung und $\mu = 0,2$ beim Abfahren als Standardwerte für in Sand gebettete PE-Leitungen aus. Der Unterschied dieser beiden anzusetzenden Reibungsbeiwerte ist in der radialen Aufweitung des Fernwärmerohres infolge Temperatur begründet. Beim „Anfahren“ kann durch die Erwärmung des Rohres ein zusätzlicher radialer Druck entstehen, welcher im Wert von $\mu = 0,4$ enthalten ist. Beim Abfahren wird laut der FW 401-10 der angesetzte Reibungsbeiwert aufgrund des Tunnelleffektes halbiert. Nach der DIN EN 13941 (2019) kann der Wandreibungswinkel δ bei sandigen Böden über die Beziehung

$$\delta = \frac{2}{3} * \varphi \quad (2.8)$$

ermittelt werden, wobei als Höchstwert $\delta = 22^\circ$ anzusetzen ist. Über die Beziehung $\mu = \tan \delta$ kann demnach bei bekanntem Scherwinkel des anstehenden Bodens der Reibungsbeiwert ermittelt werden.

Darüber hinaus gibt die DIN EN 13941 abhängig vom Bewegungsablauf der erdverlegten Rohrleitung unterschiedliche Empfehlungen für den Reibungskoeffizienten. Für langsame Bewegungsabläufe (Kriechen, bzw. Langzeiteffekte) wird ein Wert von $\mu = 0,2$ angegeben. Dieser Reibungswiderstand kann sich durch den Tunneleffekt auf $\mu = 0$ reduzieren. Für übliche Bewegungsabläufe wird $\mu = 0,3$ bis $\mu = 0,4$ empfohlen, wobei üblicherweise $\mu = 0,4$ als geeignet angesehen wird. Bei einem schnellen Bewegungsablauf, bzw. Kurzzeiteinfluss kann ein hoher Widerstand von $\mu = 0,6$ angesetzt werden (DIN EN 13941, 2019).

Die Tab. 2-2 gibt eine Zusammenstellung der empfohlenen Reibungsbeiwerte aus den Regelwerken wieder.

Tab. 2-2: Empfehlungen des Reibungsbeiwertes Sand-PE aus Regelwerken

Regelwerk	Reibungsbeiwert
AGFW FW 401-10	0,2 bis 0,4*
DIN EN 13941	0 bis 0,6*

*für sandige Böden

Aufgrund der deutlich ersichtlichen Streuung der angegebenen Reibungskoeffizienten in den Regelwerken für erdverlegte PE-Rohre ist mit einer großen Unsicherheit der anzusetzenden Widerstände bei der temperaturbedingten axialen Rohrausdehnung zu rechnen.

Darüber hinaus sind für die grabenlose Verlegung von Fernwärmeleitungen mit dem HDD-Verfahren weitere Hinweise in technischen Richtlinien zu finden, welche in Abschnitt 2.2.3 zu finden sind.

2.2 Grabenlose Installation von Fernwärmeleitungen

Vorherrschend werden erdverlegte Fernwärmeleitungen nach dem derzeitigen Stand der Technik in offener Bauweise installiert, wobei definierte Rohraufleger und Grabenverfüllungsbedingungen eingehalten werden. Die geschlossene Bauweise bietet enorme Vorteile aus ökonomischer und ökologischer Sicht (Kühn 1987), (Köhler 1992), (Stein 2003). Als grabenloses Verfahren für die Verlegung von Fernwärmeleitungen wird immer öfter das Horizontalbohrverfahren (HDD - Horizontal Directional Drilling) eingesetzt, welches in den 60er Jahren in den Vereinigten Staaten seinen Ursprung findet (Bayer 2005).

Für die Verlegung einer Fernwärmeleitung mit dem HDD-Verfahren können sowohl handelsübliche Kunststoffmantelrohre (KMR), als auch bei schwierigen Randbedingungen Stahlmantelrohre (SMR) verwendet werden. Stahlmantelrohre bieten einen deutlich erhöhten Widerstand gegen äußere Einflüsse wie Erddruck und werden aufgrund des besseren Verformungsverhaltens vorrangig bei größeren Nennweiten ab DN 200 angewendet (Weidlich 2016).

2.2.1 Arbeitsschritte im HDD-Verfahren

Für die grabenlose Verlegung von Fernwärmeleitungen hat sich in der vergangenen Zeit das horizontale Spülbohrverfahren (HDD-Verfahren - Horizontal Directional Drilling) als das vorteilhafteste erwiesen. Unter anderem sind hier die Vorteile von geringen Störungen der urbanen Strukturen, kurze Bauzeiten, geringe Lärmemissionen und wirtschaftliche Aspekte zu nennen.

Im Wesentlichen besteht das HDD-Verfahren aus den folgenden Arbeitsschritten.

1. Pilotbohrung
2. Räumen bzw. Aufweiten des Bohrkanals (nach Erfordernis)
3. Einziehvorgang

Bei der Pilotbohrung wird mit einem Bohrgerät eine gesteuerte Bohrung entlang einer zwei- oder dreidimensional gekrümmten Soll-Bohrlinie mittels eines Bohrgestänges erstellt. In leicht bohrbaren Böden wird der anstehende Erdboden von einem hydraulischen Bohrkopf unter Verwendung einer Bohrspülung gelöst und im Ringraum entlang des Bohrgestänges zur Startbaugrube gefördert (Short 1993). Die Abb. 2-7 zeigt den schematischen Ablauf des HDD-Verfahrens.

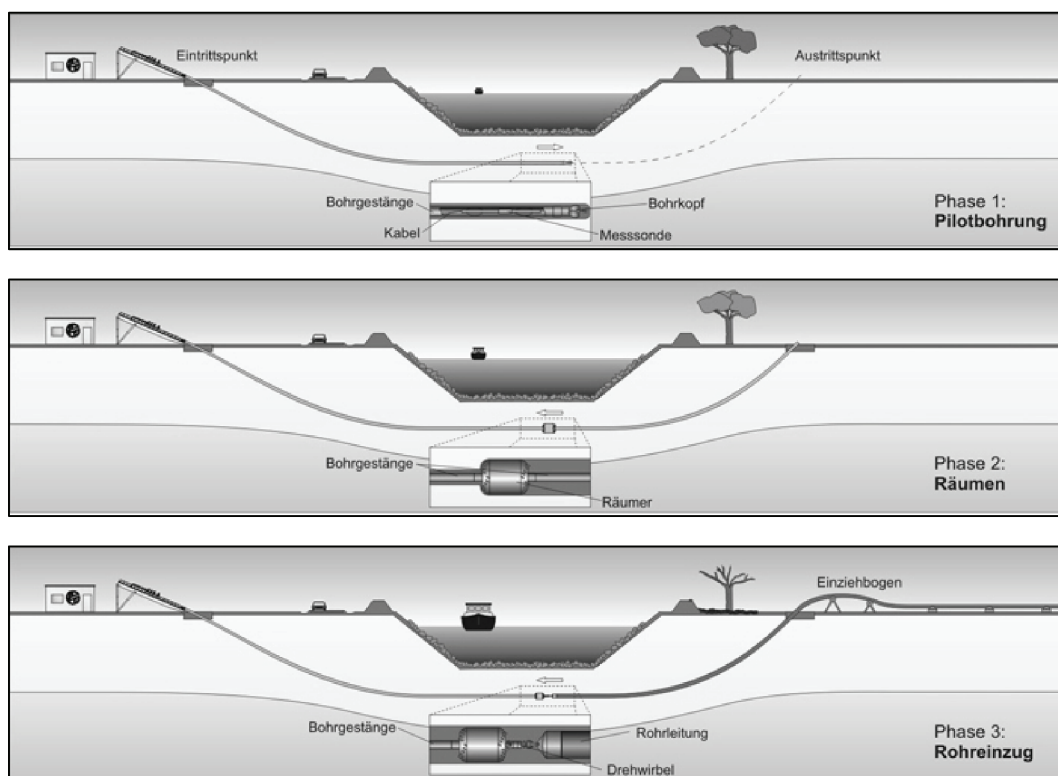


Abb. 2-7: Arbeitsschritte HDD-Verfahren (Bohrtec Teubner Wittenberg GmbH 2017)

Anschließend wird in einem zweiten Schritt der Bohrkanal mittels eines kraftschlüssig am Bohrstang befestigten Räumers beim Zurückziehen des Bohrgestänges aufgeweitet. Dieser Arbeitsschritt erfolgt unter ständiger Zuführung der Bohrspülung am Räumkopf, welche den durch den Räumkopf gelösten Boden nach Übertage befördert. Je nach einzuziehendem Rohrdurchmesser und anstehendem Boden wird dieser Arbeitsschritt so oft wiederholt, bis der Bohrkanal eine entsprechende Güte (keine Bodenrückstände) und den gewünschten Durchmesser aufweist. Dieser sollte in Abhängigkeit des Trassenverlaufs, des anstehenden Bodens, und des

einziehenden Produktrohrs um einen entsprechenden Faktor größer gewählt werden. Üblicherweise beträgt der Überschnittfaktor des Bohrlochs rund das 1,2 bis 1,5-fache des Durchmessers des Produktrohres (Buja 2014).

Der finale Arbeitsschritt besteht aus dem Einziehen des Produktrohres in die fertiggestellte Bohrung. In den meisten Fällen wird der Räumer aus dem letzten Aufweitvorgang auch bei diesem Arbeitsschritt zwischen dem eigentlichen Produktrohr und dem Bohrstrang platziert, um letzte Cuttings (gelöste Bodenteilchen) aus dem Bohrkanal zu entfernen. Auch hierbei wird kontinuierlich Bohrspülung über Austrittsdüsen am Räumer dem Bohrkanal zugeführt. Zwischen dem Bohrgestänge und dem Produktrohr ist ein Drehwirbel installiert, um die Drehungen des Bohrgestänges nicht auf das einzuziehende Rohr zu übertragen. Die GSTT gibt für den Rohreinzug die Empfehlung, dass der Rohreinzug nahezu reibungsfrei erfolgen soll. Dies soll durch geeignete Trägerrollen unter der einzuziehenden Rohrleitung gewährleistet werden. (GSTT - German Society for Trenchless Technology e.V. 2001)

Abhängig von der anstehenden Bodenart und deren Lagerungseigenschaften sind Anwendungsgrenzen und unterschiedliche Schwierigkeitsgrade bei der grabenlosen Rohrverlegung mittels des HDD-Verfahrens zu nennen. Die American Society for Testing and Materials gibt hierfür Empfehlungen, welche in Tab. 2-3 abgebildet sind (ASTM 2009).

Die Anwendung des HDD-Verfahrens bei der grabenlosen Verlegung von Fernwärmeleitungen findet, wenn überhaupt, derzeit nur im Bau von Transportleitungen Anwendung. Diese Leitungen weisen meist größere Durchmesser auf und werden mit jeweils einer HDD-Bohrung getrennt für den Vor- bzw. Rücklauf erstellt. Eine Doppelrohrverlegung wird hierbei üblicherweise nicht realisiert. Wie in Abb. 2-7 ersichtlich ist, erfolgt eine HDD-Bohrung von einem Eintritts- zum Austrittspunkt und weist üblicherweise jeweils mindestens eine Krümmung in Richtung der Geländeoberkante sowie ein gerades Trassenteilstück auf. Diese Zwängung des starren KMR in die Bohrlinie führt mitunter zu zusätzlichen Widerständen.

Tab. 2-3: Einsatzmöglichkeiten HDD-Verfahren nach Bodenarten (ASTM 2009)

Bodenbedingungen	Generell anwendbar	Schwierigkeiten möglich	Erhebliche Schwierigkeiten
Weiche bis sehr weiche bindige Böden		x	
Steif bis sehr steife bindige Böden	x		
Feste bindige Böden bis verwitterter Tonschiefer	x		
Sehr locker bis lockere Sandböden		x	
Mitteldichte bis dichte Sandböden (weniger als 30% Kiesanteil)	x		
Sehr lockerer bis dichter kiesiger Sand (30% bis 50% Kiesanteil)		x	
Sehr lockerer bis dichter kiesiger Sand (50% bis 85% Kiesanteil)			x
Sehr lockerer bis dichter Kies			x
Böden mit Findlingen, Felsen			x
Verwitterter Mergel, Kreide	x		
Gering verwitterter Fels		x	

2.2.2 Erddruck bei Gewölbewirkung

Der Bodenkörper des umgebenden Erdreiches unterliegt beim Auffahren der Pilotbohrung Verformungen, welche zu einer Entspannung und somit auch zu einer Entlastung der Erdlast auf die Leitung führen. Die Entlastung führt zu Spannungumlagerungen des umgebenden Erdreiches. Nach TERZAGHI (1943) wird auch von der Silotheorie gesprochen. TERZAGHI untersuchte in Versuchen mit Falltüren das Verhalten des Bodens in Bezug auf die sich einstellenden vertikalen Spannungen im Boden. Es ergaben sich Abminderungen der vertikalen Bodenspannungen infolge von aktivierten Scherkräften im umgebenden Boden. Die Theorie von TERZAGHI wurde von weiteren Autoren (Houska 1960), (Scherle 1977), (Auld 1986), (Petroff 1990) aufgegriffen und auf kreisförmige Rohrgeometrien (Houska 1960) abgebildet. Bei Untersuchungen weiterer Autoren konnte zudem festgehalten werden, dass die Abminderung des Erddruckes verlegetiefespezifisch ist (Salomo 1980), (Ebert 1990).

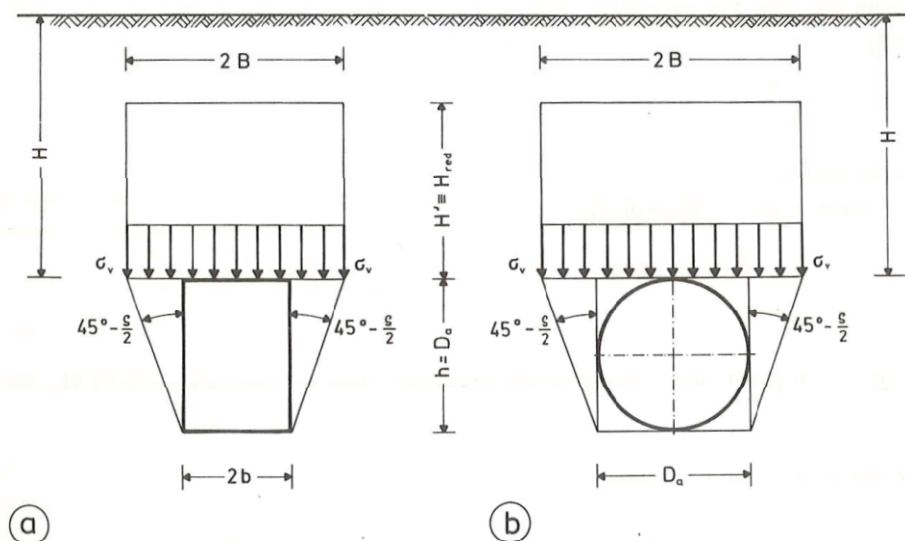


Abb. 2-8: Abminderung der Vertikalspannungen nach a) Terzaghi (1943) und b) Auld (1986)

AULD (1986) ging von einem Rohr aus, welches in einem kohäsionslosen Boden gelagert ist. Dabei berücksichtigt AULD einen Einsturz der Bodenzone über dem Rohr und ergänzte den Ansatz von TERZAGHI. Nach AULD gilt für die vertikale Spannung:

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot B}{k \cdot \tan \phi} * (1 - e^{-k \tan \phi \cdot H/B}) \quad (2.9)$$

mit:

- σ_v = vertikale Spannung über Rohrscheitel
- γ = Wichte des Bodens
- ϕ = Reibungswinkel des Bodens
- k = Erddruckbeiwert
- H = Überdeckungshöhe
- B = halbierte Breite des wirksamen Erdkörpers

Ausgehend von einem inneren Reibungswinkel des Sandes von $\phi = 30^\circ$ ergibt sich die Beziehung $B = D$. Die horizontale Last auf das Rohr berechnet sich folglich nach AULD zu:

$$\sigma_H = 0,3 * \gamma * (0,5 * D + D * \sigma_v) \quad (2.10)$$

Der Ansatz nach AULD hat sich auf dem amerikanischen und englischen Sektor in der Anwendung der Industrie durchgesetzt. Im deutschsprachigen Bereich wird der Ansatz aus dem DWA Arbeitsblatt DWA-A 161 (2014) vorzugsweise angewendet. Nach diesem Regelwerk wird die vertikale Bodenspannung für Rohre in Sandbettung auf Rohrscheitelhöhe nach folgendem Berechnungsansatz kalkuliert.

$$P_{Ev} = \kappa * \gamma_B * h \quad (2.11)$$

mit:

P_{Ev}	= vertikale Bodenspannung auf Rohrscheitelhöhe
κ	= Abminderungsfaktor
γ_B	= Bodenwichte
h	= Überdeckungshöhe

Hierbei werden die Einwirkungen aus Erdlast und vertikalen Flächenlasten über den Faktor κ abgemindert. Nach TERZAGHI treten im umgebenden Erdreich der Leitung Verformungen im Bodenkörper auf, welche seitlich begrenzt sind. In diesen seitlichen Begrenzungsflächen werden die Scherkräfte des Bodens aktiviert, welche die Einwirkungen der vertikalen Erdlast abmindern. Diese Scherflächen treffen im 60°-Winkel auf die Leitung. Abhängig vom Leitungsdurchmesser ergibt sich folgende Breite des Bodenkörpers.

$$b = d_a * \sqrt{3} \quad (2.12)$$

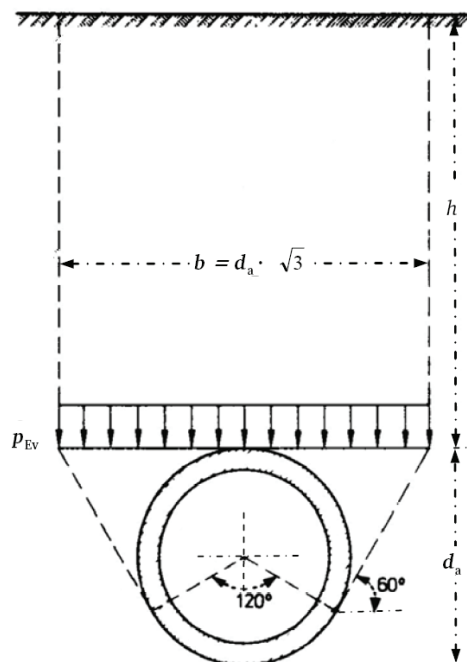


Abb. 2-9: Silotheorie nach DWA-A 161 (2014) in Anlehnung an TERZAGHI (1943)

Das Arbeitsblatt A 161 (2014) der DWA gibt für die statische Berechnung von Vortriebsrohren Empfehlungen, wie die Erddruckabminderung anzusetzen ist. Bei der Installation von Vortriebsrohren sind, bedingt durch das Bauverfahren (Verlegung im offenen Graben und Ziehen von Verbauelementen) Auflockerungen der Bodenschichten zu erwarten. Daher kann nach der DWA-A 161 der Abminderungsfaktor wie folgt berechnet werden:

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta}}{2 \cdot \frac{h}{b} \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \quad (2.13)$$

mit: b = Einflussbreite des Bodens
 K_1 = Erddruckbeiwert
 δ = Reibungswinkel in der Scherfuge

Zusammen mit (2.11) ergibt sich:

$$P_{Ev} = \frac{b \cdot \gamma_B}{2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \cdot (1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}) \quad (2.14)$$

Generell wird beim HDD-Verfahren angestrebt möglichst geringe Verformungen der überdeckten Bodenschichten zuzulassen. Eine Anwendung dieser Erddruckabminderung bei grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen kann im Fall von sich einstellenden Hohlräumen sinnvoll sein. Derartige Beobachtungen konnten in aktuellen Forschungsprojekten festgestellt werden (AGFW 2016).

Die Anwendung der Silotheorie nach TERZAGHI ist jedoch nicht bei sehr oberflächennah liegenden Leitungen anwendbar. Bei einer Erdüberlagerung von $h < d_a$ darf die Abminderung durch Gewölbewirkung nicht angesetzt werden.

Für die Berechnung der Erddrucklast auf grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegte Leitungen finden zurzeit mehrere Regelwerke Anwendung.

Im amerikanischen Raum hat sich die ASTM F 1962 (ASTM 2009) durchgesetzt. Der Faktor κ in Gleichung (2.11) zur Berücksichtigung der Erddruckabminderung durch Gewölbewirkung wird hierbei gemäß (2.15) ermittelt.

$$\kappa_{ASTM} = \frac{(1 - e^{-2K_B \frac{h}{B} \tan \delta})}{2K_B \frac{h}{B} \tan \delta} \quad (2.15)$$

mit:

$$\begin{aligned} K &= \tan^2(45 - \frac{\varphi}{2}) \\ \delta &= \frac{\varphi}{2} \\ B &= D_{Pipe} \div D_{Bore} \end{aligned}$$

Wie in (2.15) ersichtlich ist, kann nach der F1962 (ASTM 2009) die Einflussbreite des Bodens zwischen dem Rohrdurchmesser und dem Bohrdurchmesser je nach Randbedingung variieren, wobei als konservativer Ansatz der Bohrdurchmesser zu wählen ist. Dies kann zu deutlichen Unterschieden in den ermittelten Erddruckkräften führen (siehe Abb. 2-10).

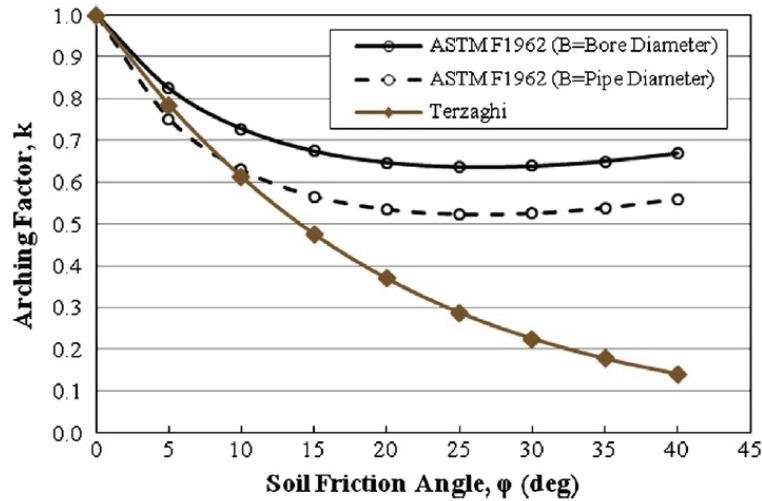


Abb. 2-10: Erddruckabminderung nach ASTM F 1962 (Akbarzadeh und Bayat 2014)

Im Vergleich zur ASTM wird in Europa die niederländische Norm NEN 3650 (2012) häufig angewendet. Die Erddruckabminderung kann nach der NEN 3650 gemäß (2.16) erfolgen.

$$\kappa_{NEN} = \left(1 - \frac{2c}{\gamma B}\right) * \frac{(1 - e^{-2K \frac{h}{B} \tan \delta})}{2K \frac{h}{B} \tan \delta} \quad (2.16)$$

In nichtbindigen Erstoffen reduziert sich die Gleichung (2.16) auf die Gleichung (2.17).

$$\kappa_{NEN(granular)} = \frac{(1 - e^{-2K \frac{h}{B} \tan \delta})}{2K \frac{h}{B} \tan \delta} \quad (2.17)$$

mit:

$$\begin{aligned} K &= 1 - \sin \varphi \\ \delta &= \varphi \\ B &= D_{pipe} \left[1 + 2 \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \end{aligned}$$

Die vorgestellten Regelwerke der grabenlosen HDD-Technik zeigen demnach geringfügige Unterschiede in dem Ansatz der Erddruckabminderung infolge der Gewölbewirkung.

In Bezug auf die grabenlose Verlegung von Fernwärmeleitungen mit dem HDD-Verfahren gibt die DIN EN 13941 (2019) weitere Empfehlungen. Neben den bereits vorgestellten Abminderungen des Erddruckes durch Gewölbewirkung empfiehlt die DIN EN 13941 (2019) an Fernwärmeleitungen, die mit dem HDD-Verfahren verlegt wurden, ebenfalls einen verminderten vertikalen Erddruck anzusetzen. Gemäß dem Regelwerk kann bei einer angenommenen Breite B_1 der Bodenzone in der Scherung eine verminderte vertikale Erddrucklast angesetzt werden.

$$Q_{n,r1} = \frac{B_1(\gamma - c/B_1)}{k \tan \varphi'} * \left(1 - e^{\frac{-k * h * \tan \varphi'}{B_1}}\right) * D_c \quad (2.18)$$

mit:

$$\begin{aligned} B_1 &= \frac{1}{2} * D_c + D_c \tan\left(45 - \frac{1}{2} * \varphi'\right) \geq R \\ k &= 1 - \sin \varphi' \\ D_c &= \text{Rohraußendurchmesser} \\ R &= \text{Radius des Bohrloches} \end{aligned}$$

Gemäß dem Regelwerk darf die abgeminderte vertikale Erddrucklast ab einer Verlegetiefe $h > 8 B_1$ angewendet werden.

Die Ermittlung der horizontalen Erddruckbelastung kann nach der DIN EN 13941 gemäß (2.19) erfolgen.

$$Q_{h,r} = \{(1 - \sin \varphi_1) * Q_{n,r}\} \quad (2.19)$$

mit:

$$Q_{n,r} = Q_{n,r1}$$
$$\varphi_1 = 25^\circ$$

Unter Beachtung der Beeinflussung des Reibungskoeffizienten des Polyethylenmaterials zum umgebenden Erdreich durch die verwendete Bentonitsuspension wird ein verminderter Kontaktreibungswinkel von 25° angesetzt.

Zudem gibt die DIN EN 13941 weitere Hinweise auf die Ermittlung des Erddruckes sowie auftretende Adhäsionskräfte bei komprimierbaren Bodenarten wie Torf und Lehm. Weil der Fokus dieser Arbeit auf der Anwendung des HDD-Verfahrens in nichtbindigen Bodenarten liegt, wird an dieser Stelle nicht näher auf diese Thematik eingegangen.

Aus den aufgeführten Erddruckmodellen ist ersichtlich, dass alle auf der Theorie nach TERZAGHI beruhen und geringe Unterschiede bei der Ermittlung der sich einstellenden vertikalen Belastungen auf grabenlos verlegte Rohre ergeben. Hauptsächlich ist dies auf die unterschiedlich angesetzte Einflussbreite des Bodens und des Reibungswinkels δ zurückzuführen.

Üblicherweise werden Fernwärmeleitungen oberflächennah installiert und weisen Verlegetiefen von 0,6 m bis ca. 5,0 m auf. Die maximal realisierbare Verlegetiefe ist dabei rohrspezifisch, beruht auf den Verformungseigenschaften der Verbundstoffe und wird vom verwendeten Produkt vorgegeben (AGFW 2020, Brugg Rohrsysteme GmbH 2015).

Der Ansatz der Erddruckabminderung gemäß der DIN 13941 (2019) erfordert Verlegetiefen von $h > 8 B_1$, was überschlägig einem $h/D \approx 8$ entspricht. Die durchgeführten Modellversuche (siehe Abschnitt 5) weisen mit Überdeckungshöhen von $(h/D) = 1 \div 5$ deutlich geringere Verlegetiefen auf. Daher wurde für die weiteren Betrachtungen die Erddruckabminderung des DWA A 161 (2014) gewählt.

2.2.3 Empfehlungen der Regelwerke zur Berechnung von Reibungskräften an Fernwärmeleitungen bei HDD-Verlegung

Aus den gesammelten Erkenntnissen der Regelwerke werden die Empfehlungen für den Ansatz des Reibungskoeffizienten zwischen der Rohroberfläche und der Bohrlochwandung bei grabenlos installierten Rohrleitungen nachfolgend vorgestellt.

Ein Berechnungsverfahren von der American Gas Association (1995) sieht vor, dass die Kalkulation der Reibungskräfte bei einer HDD-Verlegung abschnittsweise erfolgt. Gemäß der ASCE (2014) werden dabei unterschiedliche Reibungskoeffizienten für die entsprechenden Kontaktzonen der HDD-Leitung empfohlen. Der anzusetzende Reibungskoeffizient zwischen der Rohrleitung und der umgebenden Bohrlochwandung kann abhängig von den Randbedingungen zwi-

schen 0,1 und 0,8 variieren, wobei die langjährige Erfahrung im Mittel einen Reibungskoeffizienten von 0,3 als angemessen gezeigt hat (American Society of Civil Engineers (ASCE) 2014). Die abschnittsweise Kalkulation der AGA-Methode ist in Abschnitt 2.2.5 dargestellt.

Die American Society for Testing and Materials (ASTM) empfiehlt für den Kontakt PE-Rohr gegen die Bohrlochwandung während des Einziehvorganges einen Reibungsbeiwert von $\mu = 0,3$ bis 0,5 (ASTM 2009). An diese Empfehlung schließt sich auch die Richtlinie Guidelines for use of Mini-Horizontal Directional Drilling for placement of high density polyethylene pipe an (PPI 2009).

Auf internationaler Ebene sind weitere Empfehlungen zur Ermittlung der Reibungskräfte an grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Leitungen in der NEN 3650 (NEN - Nederlands Normalisatie-instituut 2012) zu finden. Hier wird für den Reibungskontakt zwischen der Rohroberfläche und der Bohrlochwandung während des Einziehvorgangs ein Reibungskoeffizient von 0,2 empfohlen.

Über die aufgeführten Empfehlungen der Regelwerke zur Kalkulation der erforderlichen Zugkraft während der Installation einer Rohrleitung mit dem HDD-Verfahren hinaus gibt die DIN EN 13941 (2019) zusätzlich für den Betrieb einer Fernwärmeleitung, die grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegt wurde, weitere Empfehlungen.

Wie in Abschnitt 2.2.1 dargestellt ist, wird beim HDD-Verfahren die direkte Bodenzone um das Fernwärmerohr herum mit Bohrspülung versetzt. Die eingebrachte Bohrspülung, welche sich zu einem Großteil aus Bentonitsuspension zusammensetzt beeinflusst das Reibungsverhalten (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013). Bei der Verlegung der Fernwärmeleitung mittels des HDD-Verfahrens in nichtbindigen Böden gibt die DIN EN 13941 (2019) für die Kalkulation der axialen Reibungskräfte im Betriebszustand die Empfehlung die Reibung zu null zu setzen.

Die Tab. 2-4 gibt eine Zusammenstellung der empfohlenen Reibungsbeiwerte aus den Regelwerken wieder.

Tab. 2-4: Empfehlungen des Reibungsbeiwertes aus Regelwerken

Regelwerk	Reibungsbeiwert
F 1962 (ASTM 2009)	0,3 bis 0,5
TR-46 (PPI 2009)	0,3 bis 0,5
Manual 108 (ASCE 2014)	0,1 bis 0,8
PRCI (Pipeline Research Comitee 1995)	0,21 bis 0,3
NEN 3650 (NEN - Nederlands Normalisatie-instituut 2012)	0,2
DIN EN 13941 (2019)	0,2
DIN EN 13941 (2019)	0,0 (im Betrieb)

2.2.4 Bohrspülungen

Bohrspülungen der HDD-Technik bestehen in der Regel aus den drei Hauptbestandteilen Wasser, Bentonit und ggf. Additive (Polymere). Zu den Aufgaben der eingesetzten Bohrspülung gehören die folgenden:

- Lösen des Erdreichs
- Transportieren des gelösten Erdreichs nach Übertage
- Bohrkanalstabilisierung
- Kühlung des Bohrgestänges
- Reduzierung der Reibung
- Bettung des Produktrohres

Um diese Aufgaben erfüllen zu können, muss die Bohrspülung auf die jeweils vorherrschenden Gegebenheiten vor Ort eingestellt sein (2014). Hier sind an erster Stelle Parameter wie die zu durchbohrende Bodenart, Grundwasserstand, Kornform und Lagerungsdichte zu nennen (Bayer 2005), (ASTM 2009).

Im HDD-Verfahren eingesetzte Bohrspülungen sind auf die jeweils vorherrschenden Untergrundverhältnisse abgestimmt und können je nach Anforderung aus den folgenden Stoffen bestehen (Elbe 2003):

- Flüssige Phase
- Strukturbildner (Bentonit)
- Schutzkolloide
- Verflüssiger
- Stopfmittel
- pH-Wert Regulierer
- Beschwerungsmittel

Die flüssige Phase stellt im Regelfall das Mischwasser dar, mit dem alle weiteren Bestandteile dispergiert werden. Zu beachten ist bei Zugabe des Wassers der Härtegrad, welcher über die gelösten Salze im Rohwasser (Calcium / Magnesium) erheblichen Einfluss auf das Quellverhalten der Bohrspülung haben kann.

Die eingesetzten Strukturbildner sind zumeist Tonminerale. Das am häufigsten verwendete Tonmineral ist der Dreischichtenton Bentonit. Strukturbildner stellen die Tragfähigkeit der Bohrspülung sicher. Diese Eigenschaft erlaubt es, gelöstes Bodenmaterial über den Volumenstrom einer Bohrspülung aus dem Bohrkanal zu fördern. Eingesetzte Schutzkolloide (Polymere) unterstützen die Bentonitplättchen bei der Ausbildung eines Filterkuchens im Grenzgefüge zu einem porösen Erdstoff. Die im Folgenden genannten möglichen Zusatzstoffe sind bei den in dieser Arbeit untersuchten Anwendungen nicht erforderlich und werden nur der Vollständigkeit halber aufgeführt.

Über die Zugabe von Verflüssigern kann die Pumpbarkeit erhöht werden und somit die leichte Verarbeitung der Bohrspülung realisiert werden. Stopfmittel werden vorwiegend bei Tiefbohrungen eingesetzt und sind für die Anwendung im HDD-Verfahren von untergeordneter Bedeutung. Ihre Eigenschaft besteht darin Risse oder Klüfte zu schließen. Über die Steuerung des pH-Wertes kann das Quellverhalten zusätzlich optimiert werden. Darüber hinaus sind durch den

eingestellten pH-Wert die mechanischen Stahlbestandteile des Bohrgestänges über eine basische Umgebung vor Korrosion geschützt. Beschwerungsmittel können bei Tiefenbohrungen zu einer Steigerung des hydrostatischen Druckes der Suspension führen, um dem Erddruck entgegen zu wirken (Elbe 2003). Bei dem in dieser Arbeit untersuchten HDD-Verfahren sind die Überlagerungshöhen zu gering um den Einsatz von Beschwerungsmitteln zu erfordern.

Bohrspülungen weisen die Eigenschaft auf, abhängig von Zeit, Druck, Temperatur und Durchmischung unterschiedliche Widerstände gegen mechanische Veränderungen zu besitzen (Windhab 1986). Diese Eigenschaft wird maßgeblich durch die enthaltenen Strukturbildner, in der Regel Bentonit, beeinflusst.

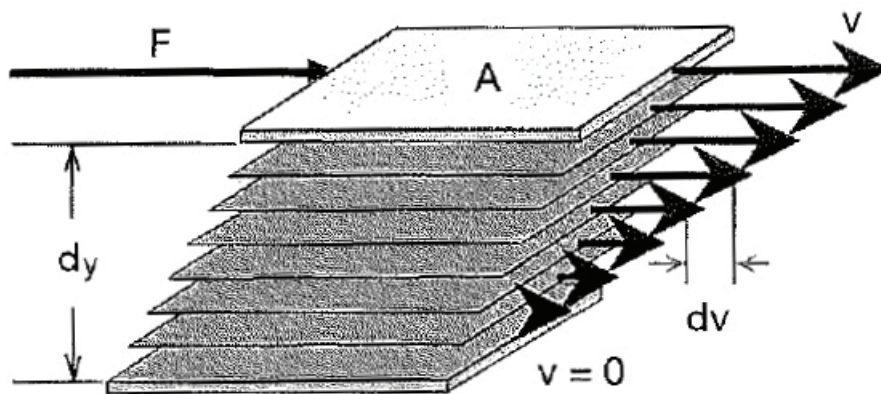


Abb. 2-11: Bewegung von Tonplättchen bei laminarer Strömung (Elbe 2003)

Als Maß für das Fließverhalten einer Flüssigkeit kann die Scherviskosität herangezogen werden. Sie beschreibt das Verhältnis von Schubspannung zum Schergefälle. Je größer die Scherviskosität ist, desto größere Kräfte werden benötigt um eine zähe Flüssigkeit in den Zustand des Fließens zu überführen. Wie in Abb. 2-11 erkennbar ist, werden unter der Kraft F (Pumpendruck) die einzelnen Flüssigkeitselemente gegeneinander um den Betrag d_v verschoben, wobei d_y der Abstand der Teilchen ist. Es gilt für die Scherviskosität in dem linearen Fließgesetz nach NEWTON somit:

$$\eta = \frac{\tau}{D} = \frac{F/A}{d_{vx}/d_y} \quad (2.20)$$

Der Widerstand der Fluidteilchen sich gegeneinander zu verschieben kann mit der Fließgrenze beziffert werden. Bei den eingesetzten Bohrspülungen wird als Strukturbildner zum Großteil Bentonit eingesetzt, welches überwiegend aus Montmorillonit besteht. Diese Tonteilchen bestimmen vorrangig die thixotrope Eigenschaft der Bentonitsuspensionen. Im Unterschied zu NEWTON'schen Flüssigkeiten, welche ein linear viskoses Fließverhalten abbilden, weisen Bohrspülungen neben der „echten“ Fließgrenze eine weitere Fließgrenze, die so genannte BINGHAM'sche Fließgrenze auf. Die Abb. 2-12 bildet die Fließeigenschaften von unterschiedlichen Flüssigkeiten ab.

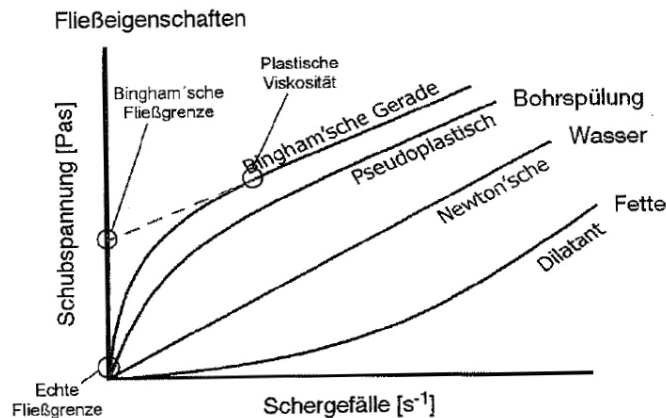


Abb. 2-12: Unterschiedliche Fließeigenschaften von Fluiden (Elbe 2003)

Nach BINGHAM verhält sich eine Bohrspülung bei anfänglicher Schubbeanspruchung zunächst wie ein Feststoff und zeigt erst ein Newton'sches Verhalten nach Überschreitung der Bingham'schen Fließgrenze τ_0 .

Aus

$$\tau = \eta * D \quad (2.21)$$

wird dann

$$\tau = \tau_0 + \eta * D \quad (2.22)$$

Jedoch handelt es sich bei den üblichen Bohrspülungen um Fluide, welche mit einem Feststoff (Bentonit) dispergiert sind und in Abhängigkeit des aufgetragenen Schergefalles eine veränderliche Viskosität aufweisen. Das Fließverhalten wird entsprechend als dilatant bei zunehmender Viskosität und gleichzeitiger Zunahme des Schergefalles oder strukturviskos bei abnehmender Viskosität unter zunehmendem Schergefälle bezeichnet. Bohrspülungen zeigen strukturviskoses Fließverhalten auf und führen ergänzend zur Theorie nach BINGHAM zu einem nicht linearen Fließgesetz nach HERSCHEL und BULKLEY (1926) :

$$\tau = \tau_0 + k * D^n \quad (2.23)$$

mit: k = Steifigkeitsziffer
 n = Strukturziffer

Dilatante flüssige Medien weisen eine Strukturziffer im Bereich >1 auf, wobei strukturviskose Fluide im Bereich <1 liegen. Die Strukturziffer $=1$ entspricht dem Sonderfall der Bingham'schen Flüssigkeit (Windhab 1986). Durch die thixotropen Eigenschaften der Bentonitteilchen in den Bohrspülungen existiert neben der minimalen dynamischen Fließgrenze $\tau_{0,dyn}$ die maximale statische Fließgrenze τ_0 (Schlötzer 1995). Beide Parameter lassen sich in Klassifikationsversuchen nach DIN 4127 (2014) experimentell ermitteln.

Für den sicheren Einsatz von Bentonitsuspensionen als Stützflüssigkeiten im Erdreich muss die Stabilität der Suspensionen gewährleistet sein. Die Stabilität ist eine messbare Größe der Suspension mit der die Eigenschaft beschrieben wird, sich nicht über die Zeit zu entmischen. Nach STEIN (2003) wird die Entmischung in drei Vorgänge unterschieden. Ein Sedimentieren der Feststoffpartikel einer Suspension tritt nach dem Anmischen aufgrund der Gravitationskraft und den unterschiedlichen Rohdichten auf. Dieser Vorgang führt zu einer Dichtezunahme der Ben-

tonitsuspension in der Bohrlochsohle und zu einer Abnahme der Suspensionsdichte in der Firste. Zusammen mit der Konsolidierung der Suspension kann dies zu einem Ausbilden einer Klarwasserzone innerhalb des Ringraumes führen. Durch den Filtrationsprozess des umliegenden Porengefüges werden Bentonitplättchen in der Suspension zurückgehalten und das Filtratwasser kann durch die Porenkanäle drainieren. Die Stabilität einer Bentonitsuspension kann nach DIN 4127 (2014) über die Filtratwasserabgabemenge mit dem Filterabpressversuch nachgewiesen werden.

Durch die unterschiedlichen Korngrößen des umgebenden Erdreichs und der Bohrspülung sowie vorhandene Druckdifferenzen durch den aufgetragenen Spülungsdruck ist die eingesetzte Bohrspülung dazu bestrebt in den Porenraum des umgebenden Erdreichs einzudringen. Neben den beiden zuvor genannten Parametern Spülungsdruck und Kornverteilung, ist die Suspensionsdichte von entscheidender Bedeutung für das Eindringmaß. In nicht bindigen Böden bildet sich im Übergangsbereich vom Bohrkanal zum Erdreich ein Gefüge aus Bohrspülung und Bodenteilchen aus, wie in Abb. 2-13 erkennbar ist. Die Größe und Form dieses Gefüges ist im Wesentlichen von der Korngrößenverteilung und der Lagerungsdichte des Bodens abhängig.

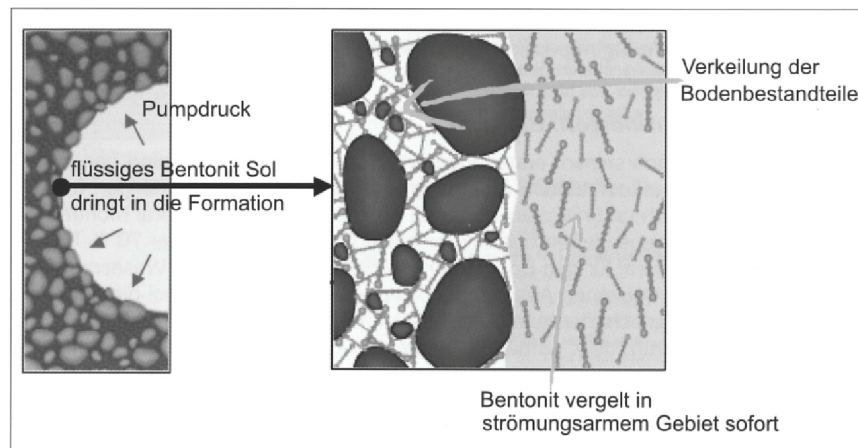


Abb. 2-13: Eindringverhalten von Bohrspülungen (Bayer 2005)

Bentonitsuspensionen können näherungsweise nach dem BINGHAM'schen Fließverhalten beschrieben werden. Somit können innerhalb der Suspensionsstruktur Scherkräfte übertragen werden, die proportional zum einwirkenden Schergefälle sind. Ausgehend von der Überwindung der Fließgrenze im Bohrkanal stagniert die Suspension in dem Porengefüge des Bodens, nachdem sich ein Gleichgewichtszustand zwischen den eingebrachten Schubspannungen, welche auf die Kornoberflächen übertragen werden, und der Druckdifferenz des Spülungsdruckes einstellt (Schlötzer 1995). Nach SCHLÖTZER gilt somit für den einzelnen Porenkanal:

$$\int \Delta p * dA_{pk} = \int \tau * U_{pk} * ds \quad (2.24)$$

mit: A_{pk} = Querschnitt eines einzelnen Porenkanals
 U_{pk} = Umfang eines einzelnen Porenkanals
 ds = Entwicklungsrichtung der Penetration im einzelnen Porenkanal

Zur Berechnung der Penetrationslänge im gesamten Bodengefüge gilt nach MÜLLER-KIRCHENBAUER (Müller-Kirchenbauer 1969) folgende Beziehung:

$$s_p = \frac{r * [(\gamma_{sus} * h_{sus}) - (\gamma_w * h_w)]}{2 * \tau} \quad (2.25)$$

mit:

$$s_p = \frac{\Delta p}{f_{s0}} \text{ und } f_{s0} = \frac{2\tau}{d_{10}}$$

s_p = Penetrationslänge

r = d_{10} = Radius des kreisförmigen Porenkanals

$(\gamma_{sus} * h_{sus}) - (\gamma_w * h_w) = \Delta p$ = Druckdifferenz

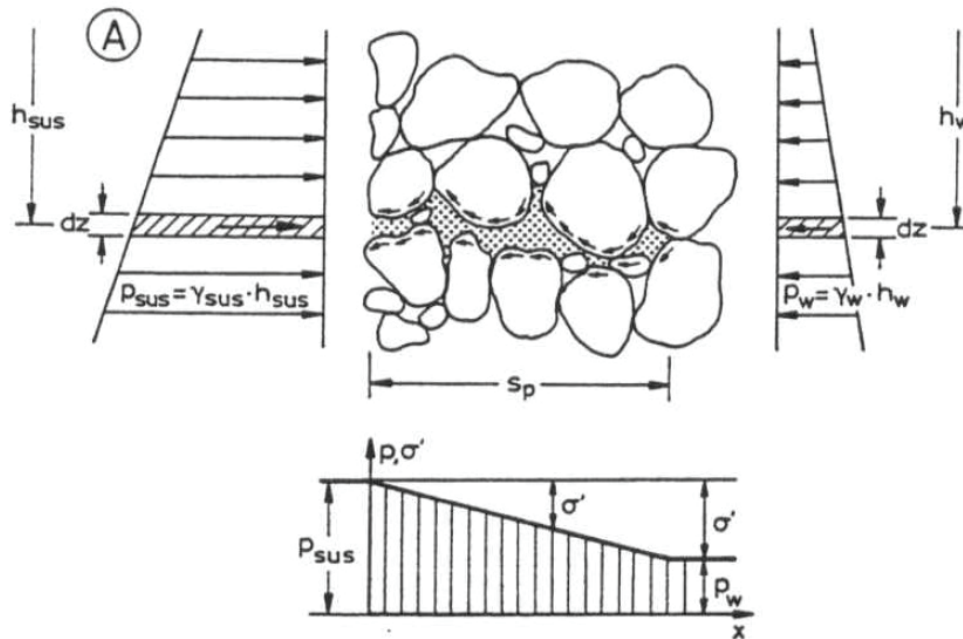


Abb. 2-14: Darstellung des Eindringverhaltens von Suspensionen (Schlötzer 1995)

Damit bei einem Mindestspülungsdruck von 0,2 bar bzw. 2 m Wassersäule (Elbe 2003) eine Bohrlochstabilisierung eintritt, muss sich eine Grenzschicht an der Bohrlochwandung ausbilden. In diesem sogenannten Filterkuchen lagern sich in einem Filtrationsprozess die Tonplättchen der Bentonitsuspension schichtenweise ab und verhindern so ein weiteres Eindringen der Bohrspülung in das Erdreich. Die hierbei ablaufenden Filtrationsprozesse werden sowohl durch die Suspensionseigenschaften als auch durch die Porengefügestruktur des umgebenden Bodens beeinflusst. In dem eigentlichen Filtrationsprozess trennen sich die Feststoffpartikel der dispergierten Bohrspülung von dem Trägermedium (Wasser) aufgrund des hydrostatischen Druckunterschieds. Bei Erdstoffen mit sehr kleinen Bodenteilchen (Schluff, Ton) stellt sich eine Grenzschicht zwischen der Suspension und dem Erdreich ein, durch welche die Suspensionspartikel aufgrund der kleinen Porosität des Erdstoffs nicht weiter in das Bodengefüge eindringen können. Dieser Vorgang der Oberflächenfiltration mit Membranbildung setzt voraus, dass die einzelnen Porenkanäle so klein sind, dass diese durch das Ablagern von einzelnen Suspensionspartikeln bereits verschlossen werden und somit nicht mehr für das Filtrat der Suspension passierbar sind. In der Regel tritt selbst bei sehr kleinen Porenkanälen ein Abpressen des Filtrats in die weiteren Porenkanäle des Erdreichs ein. Die größeren Suspensionspartikel werden an der Grenzschicht zurückgehalten und lagern sich schichtenförmig zu einem Filterkuchen ab. Bei Vorhandensein von größeren Porenkanälen, wie bei groben, rolligen Böden (Kies, Sand), ist die

Filtrationsleistung des Porengefüges so gering, dass die dispergierte Suspension weiter in das Porengefüge eindringen kann und sich nicht sofort eine Grenzschicht als Filterkuchen ausbildet. Die Suspension filtert bei dieser Tiefenfiltration in den einzelnen Porenkanälen durch partielle Anlagerung der Suspensionsteilchen an die Kornoberflächen. Anschließend lagern sich die Feststoffpartikel aneinander und realisieren somit ein Abpressen des Filtrationsmediums. Der Eindringhorizont der Suspension ist demnach kleiner als die Penetrationslänge s_p aus Gleichung (2.25) (Schlötzer 1995).

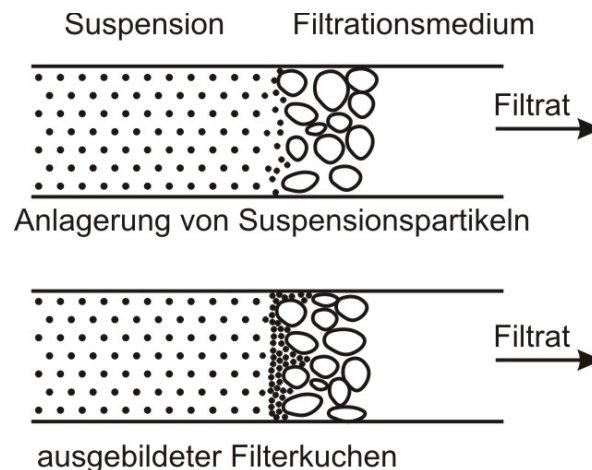


Abb. 2-15: Filtrationsverhalten von Suspensionen

Die hydrostatische Druckdifferenz aus dem aufgebrauchten Spülungsdruck wird bei den Filtrationsmechanismen über Strömungskräfte an die Suspensionspartikel übergeben und an den Grenzflächen zum Bodengefüge über Kornkontakt in effektive Spannungen weitergetragen (Schlötzer 1995), (Caenn 2011).

Durch die ständige Rotation und Bewegung des Bohrgestänges wird der partiell gebildete Filterkuchen andauernd gestört und wieder neu gebildet. Dementsprechend wird dieser Prozess in der Praxis auch „dynamische Filtration“ genannt (Elbe 2003). In einem derart stabilisierten Bohrkanal muss die Bohrspülung den Transport der bereits abgetragenen Cuttings aus dem Bohrloch übernehmen und so ein Einziehen des Produktrohres in einen freien Bohrkanal ermöglichen. Planmäßig gibt es beim Einzug des Produktrohres Berührungspunkte mit dem Filterkuchen, wobei dieser in Teilen abgetragen wird. Jedoch bleibt ein Großteil des reibungsmindernden Effektes der Bentonitsuspension beim Einziehvorgang erhalten und ermöglicht somit lange Einzugsängen. Eine Quantifizierung der Dicke des Filterkuchens bei den herrschenden dynamischen Prozessen ist jedoch zurzeit nicht möglich (Caenn 2011).

Nach dem Installationsvorgang beginnt im mit Bohrspülung gefüllten Ringraum ein Sedimentationsprozess. Die dispergierten Bentonitteilchen in der Suspension sinken aufgrund der Gravitationskraft in Richtung Bohrkanalsole. Der Filtrationsprozess der Bentonitsuspension in das umgebende Erdreich ist ein fortlaufender Prozess. Die Filtrationsgeschwindigkeit erreicht nach dem Installationsvorgang sehr geringe Dimensionen aufgrund des Wegfalls des Stützdruckes. Verbunden mit dem Verlust der in Schwebe befindlichen Bentonitteilchen in der Suspension stellt sich im Rohrkontakt eine Vermengung des umgebenden Erdreichs mit der Bohrspülung ein (Elbe 2003), (Bayer 2005).

2.2.5 Einzugswiderstände

2.2.5.1 Widerstände beim Einzug der Leitungen

Für die Kalkulation von Reibungskräften an grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen sind in den zur Zeit angewendeten Regelwerken die folgenden Ansätze aufgeführt.

Die Technischen Richtlinien des DCA (2015) geben für die Abschätzung der erforderlichen Zugkraft während der Installation folgende Empfehlung:

$$erfZ = l_{GBL} * D_a * f * \pi \quad (2.26)$$

mit:

$erfZ$ = erforderliche Zugkraft

l_{GBL} = Bohrlänge

D_a = Rohraußendurchmesser

f = Arithmetischer Mittelwert für Anpassungsfaktoren

Die Ermittlung des Faktors f erfolgt aufgrund der örtlichen Randbedingungen anhand von Tab. 2-5.

Tab. 2-5: Anpassungsfaktoren der erforderlichen Zugkraft nach DCA (2015)

Faktor		Kriterien und Werte [1]	
Rohrmaterial	Kriterium	flexibel	starr
	f_m	0,3	0,4
Bohrradius	Kriterium	Klein	groß
	f_R	0,5	0,3
Winkelsumme	Kriterium	<15°	>30°
	f_W	0,3	0,5
Hindernisse im Bohrverlauf	Kriterium	sehr wahrscheinlich	unwahrscheinlich
	f_H	0,5	0,3
Optimale Rohrballastierung	Kriterium	ja	nein
	f_b	0,3	0,5
Baugrundreibung	Kriterium	anspruchsvoll	standard
	f_B	0,5	0,3

Die Kalkulation der erforderlichen Zugkraft anhand der DCA-Richtlinie kann als Näherungsformel angesehen werden. Der Ansatz der angegebenen Anpassungsfaktoren beruht dabei auf langjähriger Erfahrung und wird zurzeit in der Praxis angewendet.

Einen genaueren Berechnungsalgorithmus liefert das Pipeline Research Institut (1995). Beim Einziehen der Leitungen in einen Bohrkanaal ergeben sich Widerstände, welche bei der Installation überwunden werden müssen. Diese Kräfte muss das einzuziehende Rohr schadfrei aufnehmen können. Sie setzen sich zusammen aus dem Reibungswiderstand zwischen der Rohrleitung und dem umgebenden Material bei gerader Linienführung und den Widerständen bei gekrümmter Linienführung (Willoughby 2005).

Aus der langjährigen Anwendung der HDD-Technik bei der Installation von Ver- und Entsorgungsleitungen der Wassernetze sind die hierbei auftretenden Kräfte weitestgehend bekannt und können nach der sogenannten AGA-Methode (Pipeline Research Comitee 1995) ermittelt werden. In den nachfolgenden Abschnitten wird die abschnittsweise Ermittlung der Reibungswiderstände erläutert.

Um eine Standsicherheit der Pilotbohrung sicherzustellen, ist es erforderlich nach dem Einstellen der gewünschten Bohrspülungseigenschaften einen erforderlichen Stützdruck festzulegen (Najafi 2013). Dieser ist unter anderem abhängig von dem anstehenden Erddruck, der aus der gewählten Verlegetiefe resultiert. Üblicherweise wird der statische Stützdruck in Form vom hydrostatischen Druckgefälle zwischen der freien Bohrspülungsoberfläche in der Startbaugrube bzw. Zielbaugrube und der tieferliegenden Bohrtrasse realisiert. Im Falle von Werkzeugwechsel des Bohrkopfes, oder dem Ankoppeln des einzuziehenden Produktrohres wird der Bohrkanal lediglich durch diesen statischen Druck gestützt. Aus dem Stützdruck resultiert eine Kraft in radialer Richtung zum Rohr. Zusammen mit der Relativbewegung zwischen Bohrspülung und einzuziehendem Rohr und einem Reibungskoeffizienten zwischen der Bohrspülung und der Rohroberfläche ergeben sich Reibungswiderstände, welche in den folgenden Abschnitten definiert werden.

Die sich einstellenden Reibungskräfte sind von der Verlegetiefe und dem Reibungskoeffizienten abhängig. Beim Einziehen der Rohrleitung wird die Bohrspülung kontinuierlich in den Ringraum zwischen der einzuziehenden Leitung und dem umgebenden Boden eingespült. Die Leitung ist demnach größtenteils von der flüssigen Bohrspülung umgeben, wodurch sich nur sehr geringe Reibungswiderstände zwischen dem Fluid und der Leitung einstellen. HUEY (Huey 1996) stellte für die sich einstellenden Widerstände die kalkulatorischen Grundlagen zusammen. Die sich einstellende Gesamtzugkraft für das Einziehen der Leitung ist dabei zusätzlich abhängig von der bereits eingezogenen Leitungslänge im Bohrkanal.

Es gilt (vgl. Abb. 2-16:

$$T_{lin} = T_1 + R + R_s \pm W_s * L * \sin \theta \quad (2.27)$$

mit:

T_{lin} = Einziehungskraft

T_1 = Kraft am freien Ende der Leitung

R = Reibungswiderstand zwischen Leitung und Sohle

R_s = Reibungswiderstand zwischen Leitung und Bentonit

W_s = Eigengewicht des Rohres

L = Leitungslänge im Bohrkanal

$\sin \theta$ = Winkel des Bohrkanals

Hierbei kann der Reibungswiderstand R zwischen der geraden Leitung und der Sohle folgendermaßen beschrieben werden:

$$R = W_s * L * \cos \theta * \mu_{Sohle} \quad (2.28)$$

Es ist ersichtlich, dass die Reaktionskräfte N_1 und N_2 unter dem Einfluss von N gleich groß und betragsmäßig halb so groß sind wie N . Die Zwängung des geraden Rohres in die gekrümmte Linienführung des Bohrkanal führt über die Eigensteifigkeit zu den Reaktionskräften an den Rohrenden, welche wiederum über Reibung zwischen dem Rohr und der Bohrlochwandung zu zusätzlichen Widerständen führen. Aus dem spezifischen Eigengewicht des Rohres über der verformten Strecke L_k kann nach ROARK (Roark 1943, 1965) die Kraft N berechnet werden zu:

$$N = \left[12 * T * h - \left(\frac{W_s}{12} \right) * \cos \theta * Y \right] / X \quad (2.30)$$

mit:

$$X = 3 * L_k - \frac{j}{2} * \tanh\left(\frac{U}{s}\right)$$

$$Y = 18 * (L_k)^2 - j^2 * \left[1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{U}{s}\right)} \right]$$

$$j = \left(E * \frac{I}{T} \right)^{\frac{1}{2}}$$

hierbei ist:

E = Elastizitätsmodul

I = Trägheitsmoment

$$U = 12 * L_k / j$$

$$T = \frac{T_{cur} + T_1}{2}$$

$$L_k = r * \theta * \frac{\pi}{180}$$

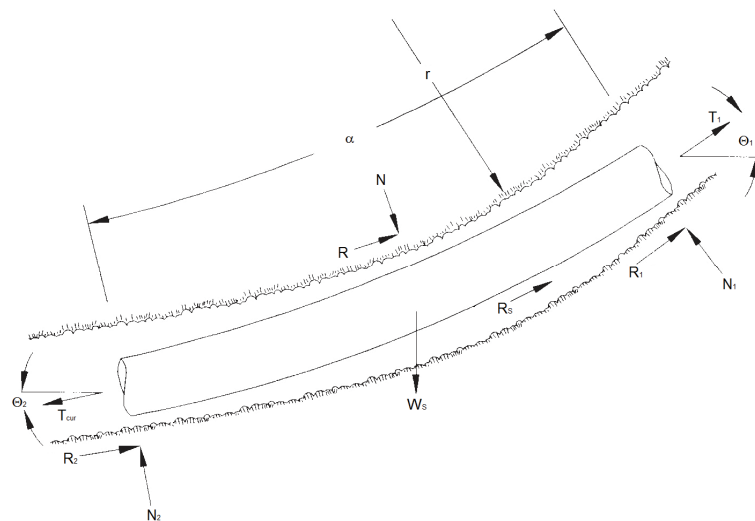


Abb. 2-18: Widerstände beim Rohreinzug bei gekrümmter Linienführung

Nachdem N bzw. N_1 und N_2 berechnet sind, kann über die Beziehungen (2.28 und 2.29) zusammen mit dem Reibungskoeffizienten der sich einstellende Reibungswiderstand berechnet werden zu:

$$T_{cur} = T_1 + 2R + R_s \pm W_s * L_{arc} * \sin \theta \quad (2.31)$$

Der Gesamtreibungswiderstand beim Rohreinzug kann anschließend durch die Addition der einzelnen Rohrabschnittswiderstände ermittelt werden. Bei der Dimensionierung der Fernwärmeleitung ist die Beachtung der berechneten Zugkräfte aus dem Einzug der Rohrleitung zu berücksichtigen (Willoughby 2005).

Neben der zuvor beschriebenen AGA-Methode ist die erforderliche Zugkraftberechnung an HDD-Leitungen anhand der DIN EN 13941 (Deutsches Institut für Normung 2019) und der NEN 3650 (Normalisatie-instituut 2012) weit verbreitet. Beide Regelwerke sehen analog zu dem Berechnungsverfahren der American Gas Association (1995) eine abschnittsweise Ermittlung der sich einstellenden Widerstände beim Einziehen der Leitung vor (siehe Abb. 2-19).

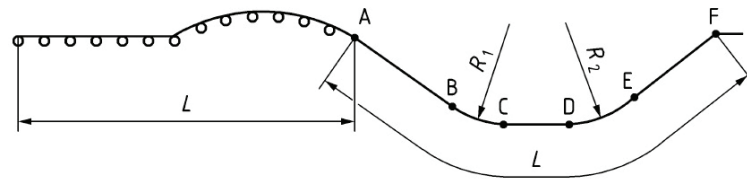


Abb. 2-19: Zugkräfte während der Installation nach DIN EN 13941 (2019)

$$T = T_1 + T_2 + T_{3a} + T_{3b} + T_{3c}$$

Der Anteil der Widerstände aus Rohrauflagen außerhalb der Bohrung kann ermittelt werden nach (2.32).

$$T_1 = f_{inst} * L_{rol} * Q * f_1 \quad (2.32)$$

mit:

f_{inst} = Teilsicherheitsbeiwert für stochastische Variation während der Installation

(DIN EN 13941: $f_{inst} = 1,4$)

L_{rol} = Länge der Rohrleitung auf Rohraufleger

Q = Gewicht der Rohrleitung auf Rohraufleger

f_1 = Reibungskoeffizient zwischen Rohrleitung und Rohraufleger

(DIN EN 13941: $f_1 = 0,1$ bei Kontakt zu Rollensystemen

$f_1 = 0,3$ bei Kontakt zum Boden)

In geraden Leitungsabschnitten kann der Einzieh Widerstand gemäß (2.33) ermittelt werden.

$$T_2 = f_{inst} * L_2 * (\pi * D * f_2 + Q_{eff} * f_3) \quad (2.33)$$

mit:

L_2 = Länge des geraden Bohrerabschnittes

f_2 = Reibung zwischen Bohrspülung und Leitung

(DIN EN 13941: $f_2 = 50 \text{ N/m}^2$)

Q_{eff} = effektives Gewicht der Rohrleitung

f_3 = Reibungskoeffizient zwischen Bohrlochsohle und Leitung

(DIN EN 13941: $f_3 = 0,2$)

In gekrümmten Bohrerabschnitten ist der Anteil aus der gekrümmten Linienführung analog zu (2.33) gemäß (2.34) zu beachten.

$$T_{3a} = f_{inst} * L_b * (\pi * D * f_2 + Q_{eff} * f_3) \quad (2.34)$$

mit:

- f_{inst} = Vorfaktor für Einflüsse der Installation
- L_b = Länge des gekrümmten Bohrabschnittes
- f_2 = Reibung zwischen Bohrspülung und Leitung
- Q_{eff} = effektives Gewicht der Rohrleitung
- f_3 = Reibungskoeffizient zwischen Bohrlochsohle und Leitung

Die zusätzlichen Widerstände aus der Bodenreaktion können nach (2.35) ermittelt werden.

$$T_{3b} = f_{inst} * 4 * \frac{q_r}{2} * D * \frac{\pi}{\lambda} * f_3 \quad (2.35)$$

mit:

- q_r = $k_v * y$
- y = $\frac{0,3224 * \lambda^2 * E_b * I_b}{D * R}$
- λ = $\sqrt[4]{f_{kv} * k_v * \frac{D}{4 * E_b * I_b}}$
- q_r = maximale Bodenreaktion
- k_v = vertikaler Anteil der Bodenreaktion
- y = maximale Verschiebung
- λ = charakteristische Steifigkeit Boden-Rohr
- f_{kv} = Vorfaktor des Bettungsmoduls
- E_b = E-Modul der Rohrleitung
- I_b = Trägheitsmoment der Rohrleitung
- R = Krümmungsradius

Ergänzend zu den Widerständen aus Bodenreaktion können die zusätzlichen Widerstände in gekrümmten Bohrabschnitten resultierend aus den Krümmungskräften anhand von (2.36) berechnet werden.

$$T_{3c} = f_{inst} * L_B * g_t * f_3 \quad (2.36)$$

mit:

- L_B = Länge der Krümmung ($L_B = 2 * R * 2\pi * \frac{\alpha}{360}$)
- α = Halber Krümmungswinkel
- g_t = Kurvenkraft $g_t = (2T \sin \alpha) / L_B$

Aus den vorgestellten Empfehlungen der Regelwerke zur Kalkulation der Einzugwiderstände sind demnach Unterschiede erkennbar, woraus ein weiterer Forschungsbedarf abgeleitet werden kann.

2.2.5.2 Untersuchungen zur Reibungsminimierung bei der Installation

Um die Mantelreibung zwischen dem zu installierendem Rohr und dem Erdreich zu verringern, können verschiedene Techniken eingesetzt werden. Als Standard kann die Verwendung eines Stütz- und Schmiermittels angesehen werden. In der Regel müssen die Bohrwerkzeuge über ein Fluid gekühlt werden, um den Verschleiß gering zu halten. Darüber hinaus muss der Bohr-

kanal bis zur Installation der Fernwärmeleitung stabil sein. In nichtstandfesten Böden ist eine temporäre Stützung demnach immer erforderlich. Die dritte Funktion der eingesetzten Stütz- und Schmiermittel ist der Abtransport des gelösten Erdreichs nach Übertage. Diese drei Aufgaben machen den Einsatz einer Bohrspülung unumgänglich.

Als zweite grundlegende Möglichkeit der Reibungsminderung ist die Größe des gewählten Überschnitts zu nennen.

$$\dot{U}F = \frac{D_{Pilot}}{D_{Produkt}} \quad (2.37)$$

Bei einem vollkommen gestützten Bohrkanal kann durch die Vergrößerung des Überschnittes der Kontakt des einzuziehenden Rohres zum angrenzenden Erdreich verringert werden. Somit wird das Reibungsverhalten hauptsächlich durch die Grenzschicht Rohr / Bohrspülung bestimmt. Die sich einstellenden Reibungskräfte in dieser Kontaktzone sind üblicherweise deutlich geringer als die Reibungskräfte im Kontakt zum Erdreich.

PELLET-BEAUCOUR et. al (2002) forschten am Einfluss des Überschnitts auf die Vortriebskräfte. Es wurden Betonrohre im Microtunneling-Verfahren untersucht. Aus den Messungen konnte ein wesentlicher Einfluss des Überschnittsfaktors auf die sich einstellenden Reibungswiderstände des umgebenden Erdreiches festgehalten werden. Es wurde bei einem grabenlos installierten Rohr nach 16 m der Durchmesser des Produktrohres erhöht. Daraus ergab sich eine Reduzierung des Überschnittes von ursprünglich 32 mm auf 12 mm. Über den gesamten Installationsvorgang hinweg wurde die erforderliche Vorschubkraft aufgezeichnet, was in Abb. 2-20 abgebildet ist.

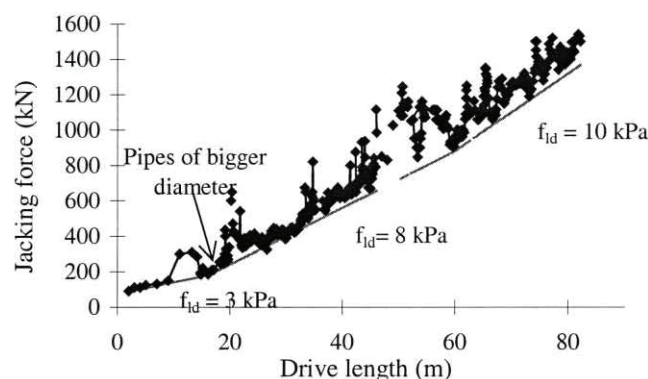


Abb. 2-20: Einfluss des Überschnitts auf die Vortriebskraft (Pellet-Beaucour 2002)

Als Resultat der Änderung des Überschnittes erhöhte sich die gemessene Reibungsspannung von 3 kPa schlagartig auf 8 kPa. Zusätzlich wurden Rohrabschnitte mit und ohne Schmierung von Bentonitsuspension vorgepresst. Daraus konnte die reibungsmindernde Wirkung der Suspension bei dem Einsatz im Microtunneling-Verfahren mit Betonrohren errechnet werden. Es konnte eine Reduzierung der Reibung zwischen den untersuchten Erdstoffen und dem Betonrohr von 43 % bis 89 % gezeigt werden.

Den Nachweis der Reibungsminderung beim Microtunneling-Verfahren durch den Einsatz von Bentonitsuspensionen konnte SCHÖNSTÄDT (2008) experimentell belegen. In eigenen Untersuchungen analysierte Schönstädt im Hinblick auf die Reibungswiderstände unterschiedliche Bentonitsuspensionen im Kontakt zu Betonoberflächen. Der Autor stellte fest, dass sich die Reibungswiderstände bei nichtbindigem Boden mit reinen Bentonitsuspensionen um ca. 50 %

reduzieren lassen. Unter Einsatz von polymermodifizierten Bentonitsuspensionen, welche heutzutage als Standard-Bohrspülung eingesetzt werden, konnte eine Reduktion von bis zu 90 % nachgewiesen werden (Schönstädt 2008).

In diversen Felduntersuchungen zeichneten MILLIGAN und MARSHALL (1998) bei grabenlos installierten Rohren mit dem Microtunnelling-Verfahren die Reibungswiderstände auf und konnten Reduktionen der gemessenen Widerstände um 59 % bis 93 % nachweisen. MARSHALL (1998) griff die Ergebnisse auf und stellte zudem einen Zusammenhang zwischen der Bodenart und der Reibungsminderung durch die Bentonitsuspension auf, siehe Abb. 2-21.

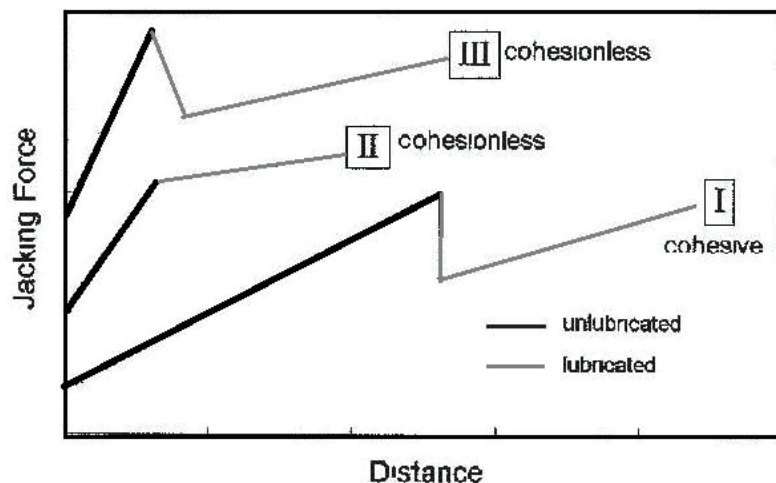


Abb. 2-21: Zusammenhang von Reibungsreduktion und Bodenart (Marshall 1998)

Er vermutete, dass ein kohäsiver Erdstoff in der Lage ist, den Bohrkanal teilweise oder ganz auch ohne den Einsatz von Bentonitsuspension zu stützen. Dadurch konnte bei den Versuchen, in denen die Suspension erst nach einer gewissen Bohrstrecke eingesetzt wurde, ein starker Abfall der gemessenen Widerstände verzeichnet werden, siehe Linie I in Abb. 2-21. MARSHALL (1998) ging davon aus, dass die Bentonitsuspension entlang der gesamten Bohrstrecke wirken konnte und somit der reibungsmindernde Effekt der Bentonitsuspension durch ein plötzliches Abfallen der gemessenen Widerstände ausgedrückt wurde. Im Gegensatz dazu zeigt die Linie II das Ergebnis des untersuchten nichtbindigen Erdstoffs. Die Reduktion der Reibung zwischen Bohrlochwandung und Rohrmantel setzt nur ab dem Rohrabschnitt an, wo die Bentonitsuspension eingesetzt wurde. Dieser Effekt äußert sich in einem Knick der aufgezeichneten Widerstandslinie. Einen Sonderfall stellt die Widerstandslinie III eines ebenfalls nichtbindigen Erdstoffs dar. Hier beobachtete der Autor nach dem Injizieren der Bentonitsuspension neben der Reduktion über den nachfolgenden Rohrabschnitt einen sozusagen rückeilenden Effekt in den bereits ungeschmierten Bohrabschnitt. Der Autor liefert hierfür keine Erklärung, denkbar wäre allerdings, dass der Bohrkanal nicht auf gesamter Strecke kollabiert ist und es somit der eingesetzten Bentonitsuspension möglich war, rückschreitend in die Zwischenräume zwischen Bohrkolch und Rohrmaterial einzudringen.

STAHELI (2006) realisierte neben der Durchführung von experimentellen Untersuchungen zum Reibungsverhalten von verschiedenen rauen Oberflächen zusätzlich auch die wissenschaftliche Begleitung von mehreren Microtunneling-Vorhaben. Es wurde bei einzelnen Bohrabschnitten der reibungsmindernde Effekt beim Vortrieb durch partielles Auslassen der Einbringung von

Bentonitsuspension und Wiederaufnahme ausgewertet. STAHELI konnte eine Reduktion des Reibungswiderstands von 90 % bis 92 % aufzeigen.

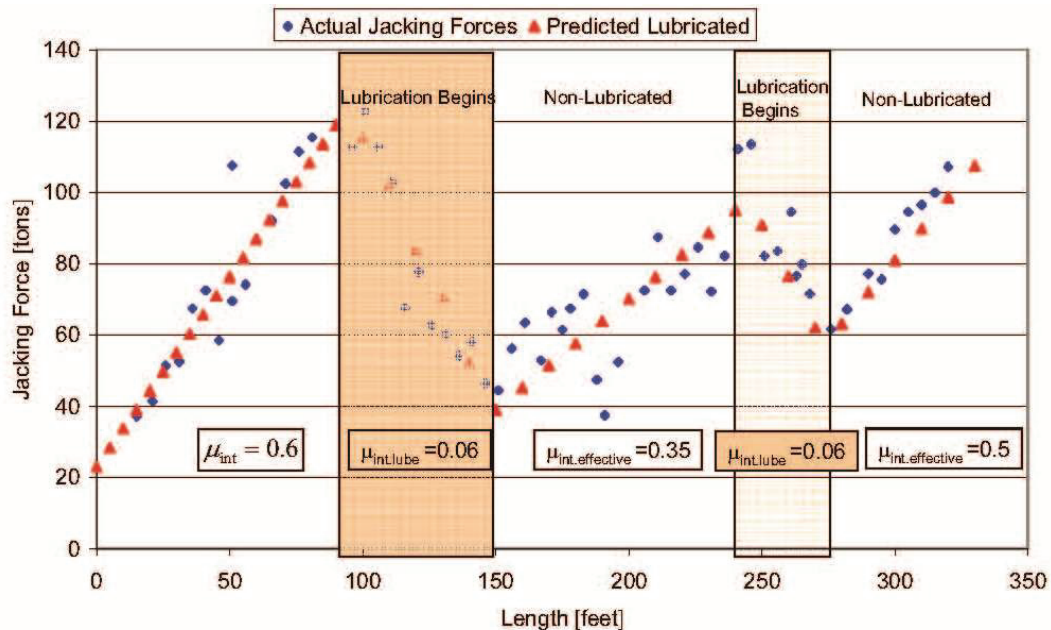


Abb. 2-22: Effekt der Rohrstrangschmierung in Feldversuchen (Staheli 2006)

Wie in Abb. 2-22 ersichtlich, konnte ein deutlicher Abfall der gemessenen Vorschubkräfte mit Beginn des Einpressvorgangs der Bentonitsuspension verzeichnet werden. Die Autorin konnte zudem über die Daten der Verlegetiefe und den Erddruckansatz aus der ATV A 161 (2014) Reibungskoeffizienten ermitteln. Aus der Auswertung der gesammelten Daten konnte, wie in Abb. 2-22 für eine Bohrtrasse dargestellt, eine Reduktion des Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,6$ auf $\mu = 0,06$ ermittelt werden, was einer Reduktion von 90% entspricht. Zudem ist aus den Ergebnissen ersichtlich, dass das Einstellen der Ringspaltsschmierung mit eingepresster Suspension wieder zu einer deutlichen Erhöhung der Reibungskräfte führt. Dieser Effekt lässt sich über die gesamte Rohrstrecke reproduzieren (Staheli 2006).

OSUMI (2000) wertete statistisch die Daten von 49 Tunnelprojekten aus und stellte für den Einsatz von Bentonitsuspensionen in Sandböden eine mittlere Reduzierung der Vortriebskräfte von 55 % fest. Der Autor entwickelte daraufhin einen analytischen Berechnungsansatz, mit dem die Reibungskräfte zwischen Vortriebsrohr und Bohrlochwandung abgeschätzt werden können. OSUMI nahm einen von der Rohroberfläche unabhängigen Reibungskoeffizienten zwischen Rohr und Bohrloch von $\mu = \tan(\phi/2)$ als Grundlage an. Nach OSUMI (2000) kann die Reibungskraft wie folgt konkret ermittelt werden.

$$f_0 = \beta * (\pi * B_c * q + w) * \mu' + \pi * B_c * C' \quad (2.38)$$

mit:

- f_0 = Reibungskraft
- β = Reduktionsfaktor
- B_c = Außendurchmesser des Rohres
- q = Normalkraft
- w = Gewicht des Rohres
- C' = Adhäsion zwischen Rohr und Boden

Als Normalkraft setzte der Autor das Bodeneigengewicht oberhalb des verlegten Rohres an.

O'Rourke et al. (1990) konnten einen Einfluss der Rohroberfläche auf die Reibungseigenschaften nachweisen. Daher beschreibt, aus Sicht der Autoren, die Annahme eines lediglich auf der inneren Scherfestigkeit des Bodens beruhenden Reibungskoeffizienten die Interaktion zwischen Rohr und Boden nicht hinreichend genau. O'Rourke et al. konnten in ihren Untersuchungen eine Abhängigkeit des Wandreibungswinkels von der Oberflächenhärte aufzeigen. Mit zunehmender Härte des Kontaktmaterials wurden geringere Wandreibungswinkel ermittelt.

Zusammenfassend sind in Abb. 2-23 die ermittelten Bandbreiten der reibungsmindernden Einflüsse von Bentonitsuspensionen anderer Autoren beim Installationsvorgang abgebildet.

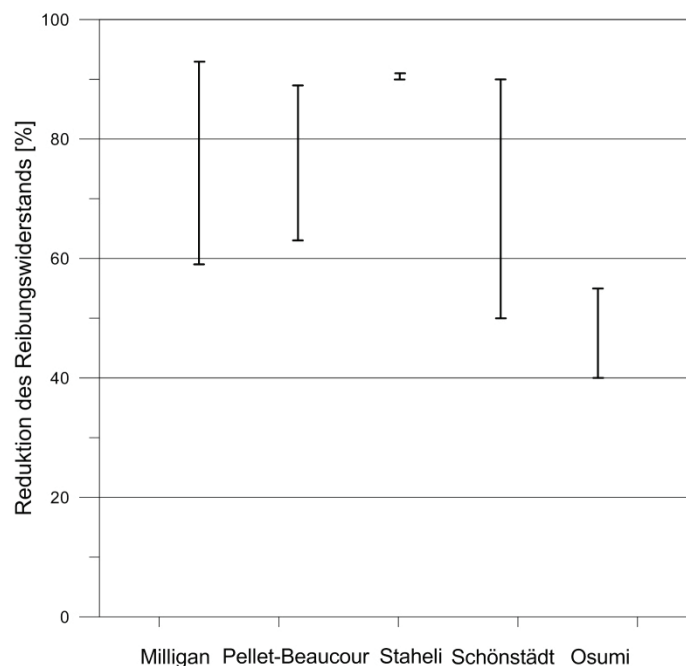


Abb. 2-23: Reduktion der Reibungswiderstände verschiedener Autoren bei der Installation

Alle Autoren konnten in ihren in situ Untersuchungen reibungsmindernde Einflüsse der eingesetzten Bentonitsuspension auf die sich einstellenden Widerstände zwischen Rohr und umgebenden Boden nachweisen. Die Reduktion zeigt jedoch große Streubreiten.

PHELIPOT (Phelipot 2000) entwickelte einen Versuchsstand, indem Stahlrohre grabenlos im Vortriebsverfahren eingebaut wurden. Es wurden Stahlrohre mit einem Außendurchmesser von 54 und 57 mm untersucht. Ziel der Versuche war die Ermittlung des Einflusses von verschiedenen Stützmitteln und des Ringspaltes auf die Mantelreibung beim grabenlosen Rohrvortrieb. In einem Versuchsbehälter wurden einzelne Stahlrohrsegmente grabenlos in einen dicht gelagerten Sand eingepresst. In der Studie wurde sowohl der Überschnitt als auch die Stützflüssigkeit variiert, wohingegen die Lagerungsbedingungen im Sand nicht geändert wurden. Über den Rohrumfang verteilt befanden sich drei Austrittsöffnungen der Suspension. Die eingepresste Suspensionsmenge betrug rd. das 1,55-fache des rechnerischen Ringraumes. In Tab. 2-6 sind die Ergebnisse der Versuche aufgelistet.

Tab. 2-6: Reduktion der Mantelreibung (Phelipot 2000)

Versuch	Auflast [kN/m ²]	Variationsparameter	Reduktion
D2	30	Ringspalt	87 %
D3	30	Ringspalt	89 %
G3	50	Ringspalt	90 %
D7	30	Bentonitsuspension	80 %
D8	30	Polymersuspension	83 %

Nach PHELIPOD konnte bei der Anordnung eines Ringspalt es eine Reduktion der Mantelreibung um ca. 90 % im Vergleich zum Versuch ohne die Anordnung eines Ringspalt es nachgewiesen werden. Durch den Einsatz der Suspensionen konnten nur Reduktionen der Mantelreibung von 80 % bei der Bentonitsuspension bzw. 83 % bei der Polymersuspension ermittelt werden. Erstaunlicherweise war der reibungsmindernde Effekt des Ringraumes größer, als die Verwendung der Suspensionen als Gleit- und Stützmittel. Ursächlich könnte hier ein stabiler Ringraum sein, welcher auch ohne das Einbringen von Stützmitteln nicht eingestürzt ist und somit nur sehr geringe Kontaktflächen zwischen Rohr und Erdreich bewirkt. Im Gegensatz dazu konnte PHELIPOD Unterschiede in den verwendeten Suspensionen feststellen. Der Einsatz der Bentonitsuspension bewirkte einen inneren Filterkuchen an der Grenzschicht zum Sand, welcher das Erdreich vollkommen stützte. Somit wurde auch ein großflächiger Kontakt zwischen Rohr und Filterkuchen der Bentonitsuspension realisiert. Die Reibungseigenschaften wurden hier durch die Reibung in der Grenzschicht Bentonitfilterkuchen und Rohr bestimmt. Die eingesetzte Polymersuspension konnte das umgebende Erdreich nicht vollkommen stützen und bildete mit der Suspension vermengte Bodenzonen um das Rohr herum, wobei die Mantelreibung durch den schmierenden Effekt zwischen den einzelnen Bodenkörnern und dem Rohr reduziert wurde.

Zur grabenlosen Installation von HDPE-Leitungen mittels des HDD-Verfahrens wurden von GELINAS et al. (2000) Felduntersuchungen durchgeführt. Hierbei lag der Fokus der Untersuchungen auf den axialen Belastungen und Verformungen des HDPE-Rohres unter den Einwirkungen der Reibung zwischen Rohr und umgebender Bohrlochwandung. Es wurden Leitungen mit einem Durchmesser von 200 mm über eine Verlegestrecke von 55 m bzw. 90 m grabenlos installiert. Hierbei wurde der Überschnittfaktor variiert und entlang des HDPE-Rohres Verformungsmesspunkte installiert. Ziel der Untersuchungen war eine Ermittlung der Verformungen entlang des Rohres unter Variation der Parameter Bohrlochüberschnitt, Leitungslänge und Trassenführung. Wie zu erwarten konnten GELINAS et al. (2000) eine Zunahme der Reibungswiderstände mit zunehmender Verlegelänge der Leitung feststellen. Zusätzlich wurde eine deutliche Abnahme der Reibungswiderstände entlang der Rohre bei zunehmendem Überschnittfaktor verzeichnet. Bei einem Überschnittfaktor von 1,71 wurden lediglich beim Beginn des Einzuges, wo das Rohr über den Überbogen in die Bohrtrasse gezwungen wird, nennenswerte Dehnungen entlang der Rohre ermittelt.

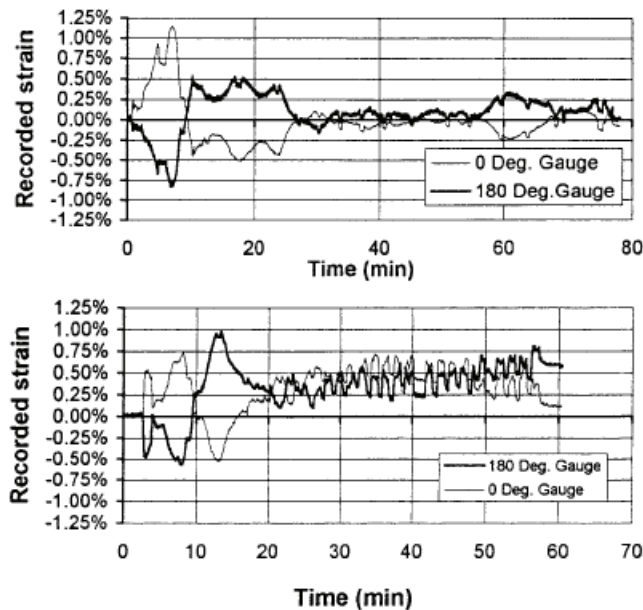


Bild oben: Test 1 Überschnittfaktor 1,71[-] / Bild unten: Test 2 Überschnittfaktor 1,5[-]

Abb. 2-24: Ergebnisse von Felduntersuchungen zum Rohreinzug von HDPE-Rohren (Gelinas 2000)

Im zweiten Test wurde ein Überschnittfaktor von 1,5 gewählt (siehe Abb. 2-24). Hier wurden deutlich größere Belastungen der Rohre aus Reibungswiderständen gemessen sowie eine Zunahme der Rohrdehnungen über die gesamte Rohrlänge ermittelt. Zudem konnten GELINAS et al. (2000) Verdrehungen der eingezogenen Rohre von 45° bis 90° beobachten. Nach den derzeitigen Regelwerken sollen die Rohre torsionsfrei eingezogen werden. Durch Verdrehungen können sich die durch Biegung induzierten Spannungen im Rohr mit Torsionsspannungen überlagern und somit zu höheren Belastungen bzw. einem geänderten Material- und Strukturverhalten führen. Diese Thematik wird allerdings nicht weiter in dieser Arbeit untersucht.

POLAK (2005) führte auf einem Testfeld insgesamt sechs Feldversuche von grabenlos, mittels des HDD-Verfahrens installierten PE-Rohren durch. Hierbei wurden sowohl der Rohrdurchmesser, als auch der Überschnittfaktor der geplanten Rohrtrassen variiert. Alle Einzelversuche wurden auf dem gleichen Versuchsfeld durchgeführt, wo ein dicht gelagerter Feinsand ab 1,0 m Tiefe unter GOK anstand. Oberhalb des Sandes stand ein schluffiger Ton an. Die geplanten Verlegetiefen lagen bei ca. 2,0 m unter GOK, so dass die größten Teile der installierten Leitungen im Bereich des Sandes lagen. Bei drei Versuchen wurde neben den Dehnungen des PE-Rohres auch die erforderliche Zugkraft während des Einziehens der Leitungen gemessen. Die drei Leitungstrassen unterschieden sich in ihrem Rohrdurchmesser und dem Überschnittfaktor. Abb. 2-25 zeigt den Bohrtrassenverlauf der Versuche.

Aus den aufgezeichneten Daten ist eine deutliche Zunahme der verzeichneten Dehnungen im Rohr bei dem Versuch mit einem Überschnittfaktor von 1,4 im Vergleich zu den beiden Versuchen mit einem Überschnittfaktor von 1,6 zu verzeichnen.

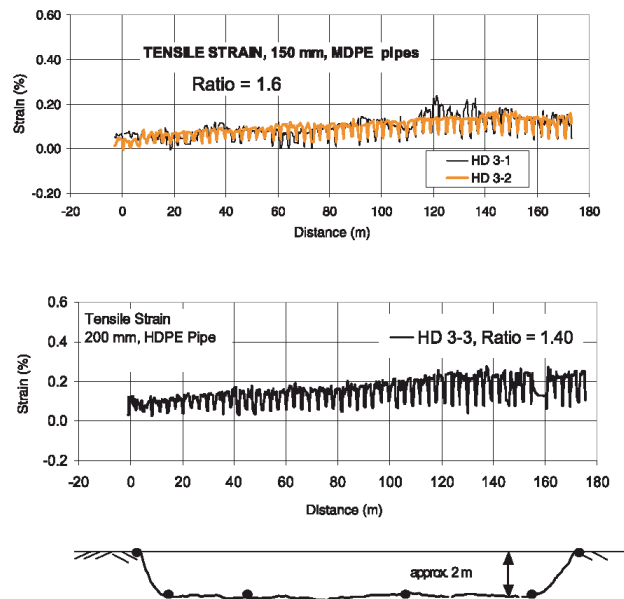


Abb. 2-25: Gemessene Spannungen während des Rohreinzugs (Polak 2005)

Die gemessenen Zugkräfte über die gesamte Trassenlänge sind in Abb. 2-26 abgebildet.

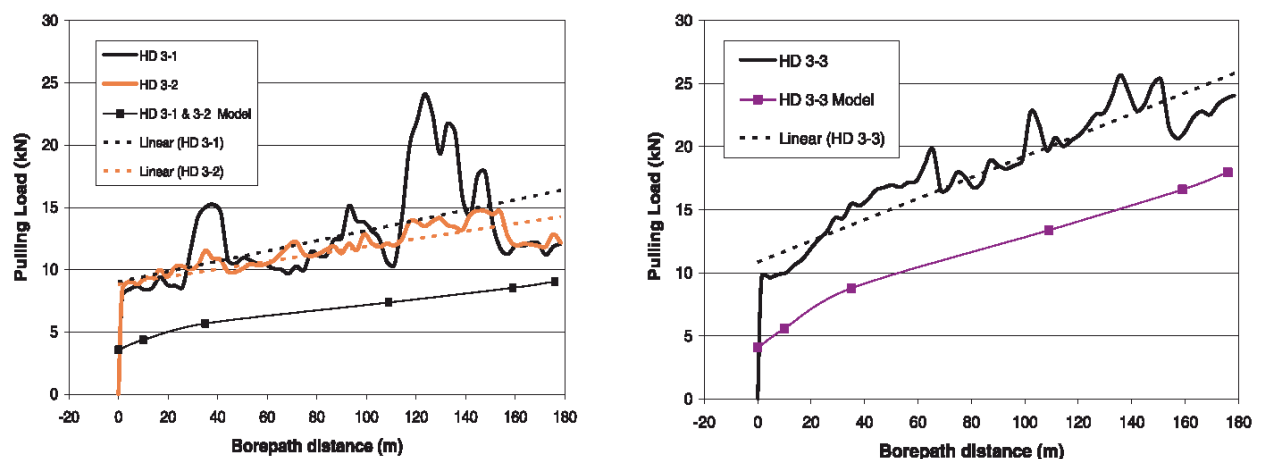


Abb. 2-26: Ermittelte Zugkräfte während des Rohreinzugs (Polak 2005)

Festzustellen ist eine Zunahme der erforderlichen Zugkräfte während des Rohreinzugs bis zu einem charakteristischen Punkt der Bohrtrasse in der Nähe des Austrittspunktes der Bohrung und ein anschließendes Abfallen der gemessenen Zugkräfte. Ursächlich hierfür ist nach POLAK, dass vor dem Räumer ein Aufstau der im Bohrloch befindlichen Bentonitsuspension stattfindet, welcher zusätzliche Zugkräfte hervorruft. Sobald der Räumer in den Bereich des Bohrlochaustrittspunktes kommt, reduzieren sich diese zusätzlichen Kräfte. Dieser Effekt wurde erstmals von BAUMERT et. al (2004) berücksichtigt.

Anhand der Versuchsdaten stellte POLAK einen analytischen Berechnungsansatz zur Berechnung der erforderlichen Zugkräfte beim Einzug von PE-Rohren auf. Die gesamte Leitungslänge wurde hierzu in einzelne Rohrabschnitte unterteilt. Der erste Abschnitt betrifft die erforderliche Zugkraft der Leitung vor dem Eintritt in das Bohrloch und kann folgendermaßen berechnet werden:

$$T_{ig} = (w_p * \mu_g * \cos \alpha_0 + w_p * \sin \alpha_0) * (L - \sum_{k=0}^{i-1} L_k) \quad (2.39)$$

mit:

- w_p = Eigengewicht des Rohres
- μ_g = Reibungskoeffizient des Rohres zur GOK
- α_0 = Neigung der GOK
- L_k = Länge des Bohrlochabschnitts

Zusätzlich kommen die Widerstände des Rohres der einzelnen Bohrlochabschnitte hinzu, bei denen das Rohr in direktem Kontakt zum umgebenden Erdreich steht.

$$T_{is} = \sum_{k=0}^{i-1} (L_k * w * \mu_b * \cos \alpha_k + L_k * w * \sin \alpha_k) \quad (2.40)$$

mit:

- w = Eigengewicht des Rohres im Bohrkanal
- μ_b = Reibungskoeffizient des Rohres zur Bohrkanalwand
- α_k = Winkel des Bohrkanals

Als weitere Widerstände sind die Reibungswiderstände des Rohres im Kontakt zur Bentonitsuspension aufzuführen.

$$T_{id} = \sum_{k=0}^{i-1} f_d * L_k \quad (2.41)$$

mit:

$$f_d = K * 2 * \pi * r * \tau_p$$

Hierbei ist τ_p die Scherspannung entlang des Rohrmantels in der Bentonitsuspension, r ist gleich dem Rohraußendurchmesser. Der Parameter K erfasst das strömungsmechanische Verhalten der eingesetzten Suspension. Abhängig von der Strömungsgeschwindigkeit und der Viskosität der eingesetzten Bohrspülung kann der Parameter nach POLAK und CHU (2005) für den üblichen Rohreinzug von PE-Rohren im HDD-Verfahren zu $K = 10$ abgeschätzt werden. Hierzu müssen die zusätzlichen Reibungskräfte der Berührungspunkte an Richtungsänderungen im Bohrkanal addiert werden. An jeder Richtungsänderung führt die Eigensteifigkeit des Rohres zu zusätzlichen Kontaktspannungen durch das Zwingen des Rohres in den Bohrkanal. Diese können nach POLAK wie folgt erfasst werden:

$$\Delta T_{kf} = T_{k-1} * \left(\frac{\cos \psi_k + \mu_b * \sin \psi_k}{\cos \psi_k - \mu_b * \sin \psi_k} - 1 \right) + 4 * P_k \mu_b * \frac{1}{\cos \psi_k - \mu_b * \sin \psi_k} \quad (2.42)$$

mit:

- T_{k-1} = Zugkraft vor Erreichen des Knickpunktes
- P_k = Zugkraft aus Biegesteifigkeit
- ψ_k = Halber Winkel der Richtungsänderung

Die Summe aller kalkulierbaren Widerstände beim Einzug der Rohrleitung ergibt sich als Summe aus den Gleichungen (2.39, 2.40, 2.41, 2.42).

$$T_i = T_{ig} + T_{is} + T_{id} + \sum_{k=0}^{i-1} \Delta T_{kf} \quad (2.43)$$

POLAK setzte für die Nachrechnung der Felduntersuchungen einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,3$ jeweils für den Kontakt des Rohres zur Geländeoberkante und zum Bohrkanal an. Wie in Abb. 2-26 ersichtlich ist, zeigen die analytisch berechneten Zugkräfte zu den gemessenen Zugkräften bei der Bohrung HD 3-2 eine relativ gute Übereinstimmung, wobei sie leicht unterschätzt werden. Bei der Bohrung HD 3-1 sind bei dem Feldversuch jedoch deutlich größere Zugkräfte verzeichnet worden. Eine genauere Erklärung zu der Differenz gibt der Autor nicht.

Der genaueren Differenzierung der gemessenen Widerstände beim Einziehen von Rohrleitungen und des Einflusses des umgebenden Bodens widmete sich BAUMERT (2004) durch die messtechnische Überwachung von insgesamt 19 installierten Rohrleitungen mit dem HDD-Verfahren. Es wurden der Druck der Bohrspülung im Bohrkanal vor dem Räumer erfasst, als auch die Zugkraft, die direkt auf das Rohr wirkt. Hierzu wurde eine Kraftmesszelle zwischen Räumer und Zugkopf installiert. Es wurden zudem detaillierte Informationen über das durchbohrte Erdreich sowie den Bohrkanalverlauf gesammelt. BAUMERT stellte eine deutliche Abhängigkeit des gemessenen Widerstands zu der umgebenden Bodenart fest. In tonigen Böden wurden pro Meter Leitungslänge Widerstände im Bohrkanal von 0,082 kN/m bis 0,18 kN/m ermittelt. Bei Untersuchungen im Feinsand wurden bis zu 5-fach höhere Widerstände von 0,41 kN/m gemessen.

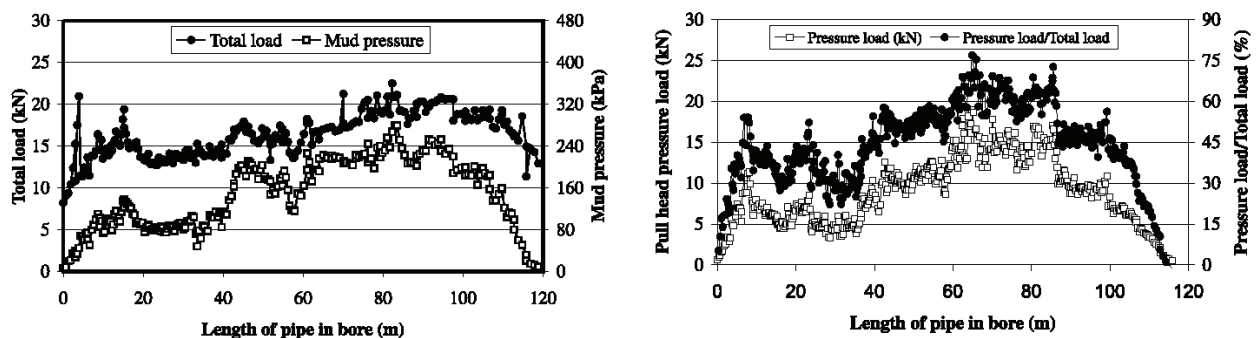


Abb. 2-27: Gemessene Widerstände beim Rohreinzug (Baumert 2004)

BAUMERT stellte fest, dass die gemessene Gesamtkraft während des Rohreinzugs mit der Messung des Bohrspülungsdruckes im Bohrloch korreliert. Ausnahmen stellen der Eintritt der Bohrung in den Untergrund und der Austritt dar. Hier ist der Bohrspülungsdruck im Verhältnis deutlich geringer (siehe Abb. 2-27 links). Durch die Umrechnung des Bohrspülungsdruckes auf die Fläche des Räumers wurde die zusätzliche Kraft aus dem Bohrspülungsdruck ins Verhältnis zur gemessenen Zugkraft gestellt (siehe Abb. 2-27 rechts). Der Anteil des Bohrspülungsdruckes beträgt bei den Felduntersuchungen 25 % bis 77 % des Gesamtwiderstandes. Zudem konnten durch die Subtraktion des gemessenen Bohrspülungsdruckes und die Berücksichtigung der Reibung des Rohres oberhalb des Eintrittes in den Bohrkanal die reale Zugkraft des Rohres im Bohrkanal ermittelt werden. Abb. 2-28 stellt den Zusammenhang zwischen Gesamtwiderstand

und der ermittelten realen Zugkraft über die Länge der Bohrung dar. Über die Leitungslänge ist eine lineare Zunahme der Zugkraft des Rohres im Bohrkanal festgestellt worden.

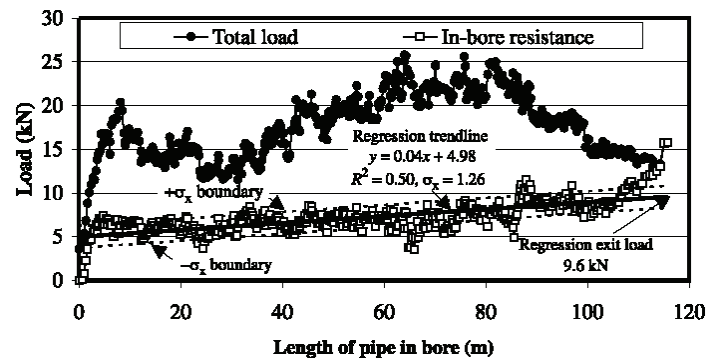


Abb. 2-28: Ermittlung der realen Zugkraft im Bohrkanal (Baumert 2004)

Über die Einbeziehung der Bodenarten der einzelnen Bohrungen stellte BAUMERT fest, dass die starke Zunahme der gemessenen Gesamtwiderstände nicht mit der Zunahme des Bohrspülungsdrucks korreliert. In tonigen Böden wurden die maximalen Anteile der Kraft, welche aus dem Bohrspülungsdruck resultiert, zu 66 % bis 77 % vom Gesamtwiderstand ermittelt, während der Anteil im Feinsand mit maximal 20 %, bei der gleichzeitig bis zu 5-fach höheren Gesamtkraft deutlich geringer war. Dies unterstreicht den starken Einfluss der Reibungswiderstände aus dem Kontakt des Rohres mit dem umgebenden Erdreich.

2.2.6 Kontaktreibung Boden-Rohr

YONAN (1993) befasste sich in der Ausarbeitung seiner Dissertation mit den Vortriebskräften in Sandböden. Er untersuchte in Laborversuchen das Reibungsverhalten von zwei verschiedenen Sanden im Kontakt zu Rohroberflächen. Hierzu entwickelte er eine Testbox, in der ein Rohr gelagert wurde und axial verschoben werden konnte. Es wurden ein Stahlrohr und ein Betonrohr getestet. Bei den Sanden handelte es sich um einen groben Einkornsand (Leighton Buzzard) und einen gut gestuften Sand (River Sand). Aus direkten Scherversuchen und Triaxialversuchen wurde die innere Scherfestigkeit zu 49° (Leighton Buzzard) bzw. 42° (River Sand) bestimmt. Darüber hinaus wurden in Reibungsversuchen die Reibungskoeffizienten der eingesetzten Materialien bestimmt. In Tab. 2-7 sind die Ergebnisse der Reibungs- und Scherversuche aufgelistet. Zu beachten ist bei den Ergebnissen, dass die Wandreibungswinkel die Referenzreibung ohne den Einfluss von reibungsmindernden Stoffen wie eine Bentonitsuspension darstellen und hier lediglich der Vollständigkeit wegen zu Vergleichszwecken aufgeführt werden.

Tab. 2-7: Innerer Reibungswinkel und Reibungskoeffizienten (Yonan 1993)

Erdstoff	Rohroberfläche	Wandreibungswinkel δ [°]	Reibungswinkel (Mittelwert) φ [°]
Leighton Buzzard	Mikrobeton	38	49
Leighton Buzzard	Stahl	37	
River Sand	Mikrobeton	28	42
River Sand	Stahl	27	

Die Testbox wurde in den Abmessungen 1,8 m x 1,5 m x 1,5 m (LxBxH) hergestellt. Die untersuchten Betonrohre wiesen als äußere Schicht eine Beschichtung aus Mikrobeton auf, welches eine sehr glatte Ausbildung der Oberfläche darstellt. Der Außendurchmesser der Betonrohre betrug 200 mm. Die Stahlrohre wiesen einen Außendurchmesser von 196 mm auf. Es wurden verschiedene Überschnittverhältnisse eingestellt. Die untersuchte Bandbreite reichte von 0 % Überschnitt bis hin zu 14 %. In den Untersuchungen zum Einfluss des Überschnittes konnte der Autor einen klaren Zusammenhang zwischen der Zunahme des Überschnittes und der Abnahme der gemessenen Reibungswiderstände bei der Verwendung von Betonrohren mit der Mikrobetonoberfläche ermitteln. Tab. 2-8 zeigt die gemessenen Mantelreibungen unter Variation des Überschnitts.

Tab. 2-8: Zusammenhang zwischen Überschnittfaktor und Mantelreibung (Yonan 1993)

Erdstoff	Rohroberfläche	Überschnitt [%]	Mantelreibung [kN/m]
Leighton Buzzard	Mikrobeton	0	36
		3	17
		6,4	18
		14	13
River Sand	Mikrobeton	0	30
		3	19
		6,4	20

Für die verwendeten Stahlrohre konnte keine Verringerung der Mantelreibung unter Steigerung des Überschnitts festgestellt werden.

WEIDLICH (2008) untersuchte im Rahmen seiner Dissertation das Reibungsverhalten von erdverlegten PE-Rohren unter zyklischer axialer Belastung. Hierbei wurden sowohl kleinmaßstäbliche Reibungsversuche, als auch zyklische CNS- und CNL-Versuche durchgeführt. Die Randbedingungen des CNL-Versuches (englisch: Constant Normal Load) sehen bei der Versuchsdurchführung die Aufbringung einer konstanten Auflastspannung vor. Im Gegensatz dazu wird die Auflastspannung bei CNS-Versuchen (englisch: Constant Normal Stiffness) während des Versuchs geregelt und die Normalsteifigkeit, das heißt das Verhältnis von Auflaständerung und Volumenänderung konstant gehalten. In den Laboruntersuchungen konnten Reibungskoeffizienten zwischen PE-Material und Sand in Abhängigkeit der Lagerungsdichte von $\mu = 0,44$ bis $\mu = 0,45$ festgestellt werden. Aus den Ergebnissen der durchgeführten CNL-Versuche konnte unter dichter Erdstofflagerung infolge zyklischer Belastung eine Zunahme des Reibungswinkels von $24,5^\circ$ auf 27° nachgewiesen werden. Darüber hinaus konzipierte der Autor einen Versuchstand, indem ein Fernwärmerohr zyklisch axial verschoben werden konnte. Es wurden unterschiedliche Rohrdurchmesser, Überdeckungshöhen und Lagerungsdichten untersucht. Wie auch andere Autoren (Richwien 2000), (Grage 1994), (Lippoth 1991) konnte der Autor eine Änderung der verzeichneten Reibungswiderstände feststellen. Abb. 2-29 zeigt die Ergebnisse der zyklisch axial verschobenen Rohrleitung

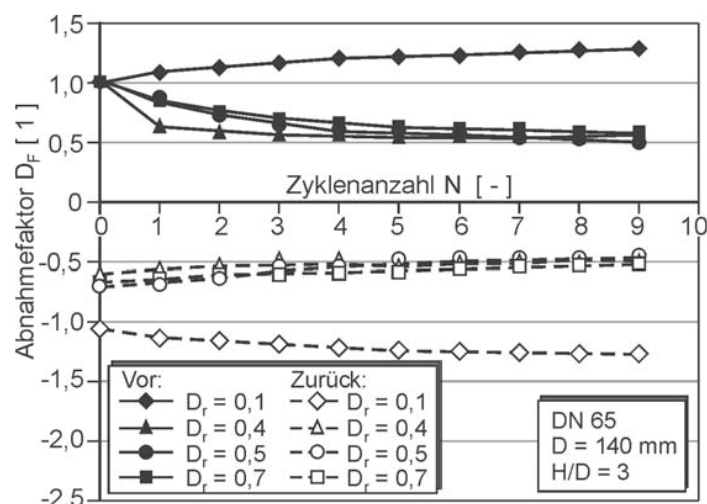


Abb. 2-29: Reibkraftänderung erdverlegter PE-Rohrleitungen in Abhängigkeit der Lagerungsdichte (Weidlich 2008)

In Abhängigkeit von der Lagerungsdichte konnten bei mitteldicht bis sehr dicht gelagerten Sanden unter zyklischer axialer Verschiebung Reibkraftabnahmen festgestellt werden. Bezogen auf die maximal aufgezeichnete Reibkraft wurden Verringerungen bis zu 50 % ermittelt. Bei lockerer Lagerung des Sandes hingegen wurde eine Zunahme der gemessenen Reibkraft um bis zu ca. 30 % aufgezeigt (Weidlich 2008).

In Labor-Großversuchen installierten ALAM et al. (2013) drei unterschiedliche Rohrtypen in drei unterschiedlichen Erdstoffen, verschoben die installierten Rohre in axialer Richtung und untersuchten den Reibungskoeffizienten zwischen Rohr und umgebendem Erdreich. In einer wasserdicht ausgeführten Stahl-Testbox mit den Abmessungen 3,65m x 1,83m x 1,52m wurden in offener Bauweise die zu untersuchenden Rohre eingebaut. Zum Einsatz kamen ein mit Polyurethan ummanteltes Stahlrohr, ein Kunststoffrohr und ein Betonrohr. Nachfolgend werden die Ergebnisse der ersten beiden Rohrtypen erläutert, da das untersuchte Betonrohr zu große Abweichungen im Materialverhalten im Vergleich mit einem Kunststoffmantelrohr aufweist. Die untersuchten Erdstoffe waren ein sandiger Schluff, ein Sand und ein Feinkies. Als zusätzliche Testparameter wurden die Überdeckungshöhe und der Wassergehalt variiert. In Tab. 2-9 sind die Erdstoffeigenschaften aufgeführt.

Tab. 2-9: Erdstoffeigenschaften (Alam 2013)

Erdstoff	Scherfestigkeit Erdstoff φ' [°]	Kohäsion Erdstoff [kN/m ²]
Ton, schluffig	22,2	86,2
Sand	31,3	6,2
Feinkies	35,2	0,7

Durch die wasserdicht ausgeführte Testbox und installierte Spülrohre, durch die Wasser über die gesamte Höhe des Erdstoffes eingespült werden konnte, wurde ein Versuch unter Wassersättigung durchgeführt. Die restlichen Versuche wurden unter optimalem Wassergehalt gefahren. Aus den aufgezeichneten Zugkräften wurden die Reibungskoeffizienten zwischen den jeweiligen Reibpartnern ermittelt und sind in Abb. 2-30 und in Abb. 2-31 dargestellt.

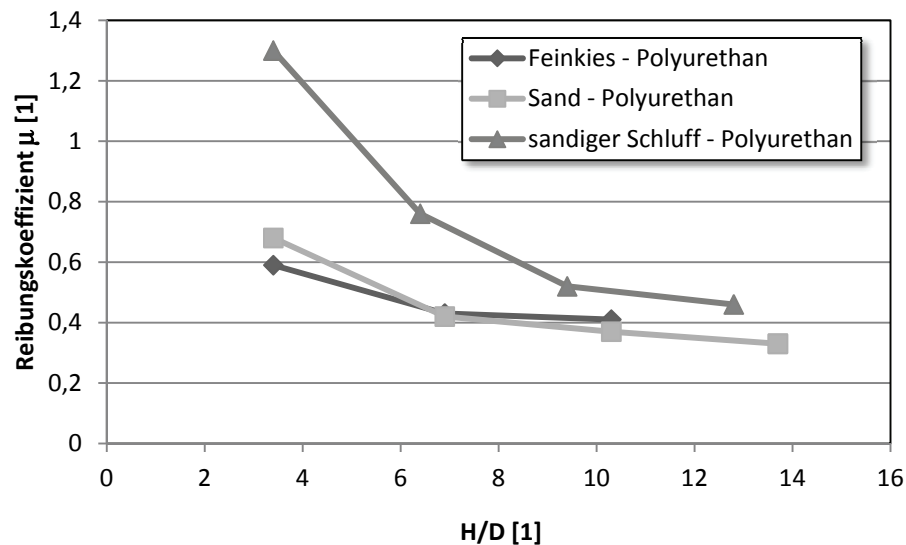


Abb. 2-30: Ermittelte Reibungskoeffizienten am erdverlegten Polyurethanrohr (Alam 2013)

Aus den Versuchsergebnissen des untersuchten Polyurethanrohres ist eine starke Abhängigkeit der ermittelten Reibungskoeffizienten vom Erdstoff zu erkennen, wobei die beiden nicht bindigen Erdstoffe in einem, relativ gesehen, engen Bereich des Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,33$ bis $\mu = 0,68$ liegen. Der untersuchte bindige Erdstoff erreicht Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,46$ bis $\mu = 1,3$. Ursächlich für den höheren Reibungskoeffizienten dürften unter anderem auftretende Adhäsionsspannungen sein, welche allerdings durch den Autor nicht einzeln berechnet wurden, sondern in den ermittelten Reibungskoeffizienten eingerechnet sind. Zusätzlich ist eine starke Korrelation zur Überdeckungshöhe erkennbar. Mit steigender Überdeckungshöhe verringern sich die ermittelten Reibungskoeffizienten. Diese Abhängigkeit ist bei allen untersuchten Erdstoffen, als auch bei den untersuchten Rohroberflächen nachgewiesen worden. Dieser Zusammenhang ist aus bodenmechanischer Sicht nicht nachvollziehbar. Der Autor verwendete für die Rückrechnung aus den gemessenen Zugkräften folgende Beziehung aus dem Regelwerk AWWA M11 (2004):

$$L = \frac{T \cdot (1 - \cos \Delta)}{\mu \cdot (W_e + W_w + W_p)} \quad (2.44)$$

mit:

- L = Länge des Rohrstückes
- T = Zugkraft
- Δ = Krümmungswinkel
- μ = Reibungskoeffizient
- W_e = Doppeltes Gewicht des überlagernden Erdkörpers
- W_p = Gewicht des Rohres
- W_w = Gewicht der Wasserfüllung

Hierbei ist ersichtlich, dass der über dem Rohr gelegene Erdkörper mit dem Faktor zwei in die Berechnung eingeht. Der zugrunde gelegte Berechnungsalgorithmus zielt auf die sichere Auslegung der Rohrverbindungen ab und beinhaltet die zweifache Sicherheit der angesetzten Erdlast. Somit ist der Berechnungsansatz für die Rückrechnung des realen Reibungskoeffizienten nicht hinreichend genau.

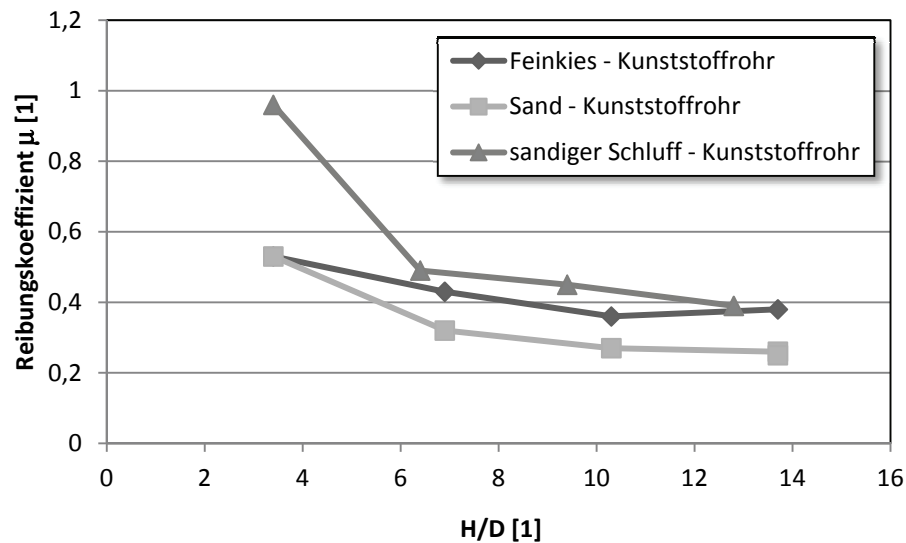


Abb. 2-31: Ermittelte Reibungskoeffizienten am erdverlegten Kunststoffrohr (Alam 2013)

Bei dem mit Kunststoffband umwickelten Rohr zeigen die ermittelten Reibungskoeffizienten der unterschiedlichen Erdstoffe mit Ausnahme des Versuchs unter sehr geringer Überdeckungshöhe deutlich geringere Streubreiten auf und erreichen Werte von $\mu = 0,27$ bis $\mu = 0,53$.

Eine Methode zur Ermittlung von axialen Reibungswiderständen von erdverlegten Leitungen in situ entwickelte HONEGGER (1999). In Feldtests wurden erdverlegte Gasleitungen abschnittsweise freigelegt, aufgetrennt und axial verschoben. Es wurden Felduntersuchungen an mehreren Leitungen durchgeführt. Es handelte sich dabei um Stahl-Gasleitungen, welche eine Beschichtung aus Kohle-Teer als Korrosionsschutz aufwiesen. Die Leitungen befanden sich zum Testzeitpunkt bereits mehrere Jahrzehnte im Betrieb. Die Leitungen waren mit Verlegetiefen von 0,6 bis 1,2 m oberflächennah in tonigen Böden mit wechselnden Anteilen an Schluff und Sand verlegt und wiesen mit einem Nenndurchmesser von DN 300 bzw. DN 550 relativ große Durchmesser auf (Honegger 1999).

HONEGGER installierte zwischen den Rohrabschnitten eine hydraulische Presse um eine axiale Verschiebung des Testabschnittes zu erzeugen. Gleichzeitig wurden über einen Kraft- sowie Wegsensor die Verschiebung und die axialen Kräfte aufgezeichnet, siehe Abb. 2-32. Es wurden Testabschnitte von 3,7 bis 4,9 m Länge untersucht.

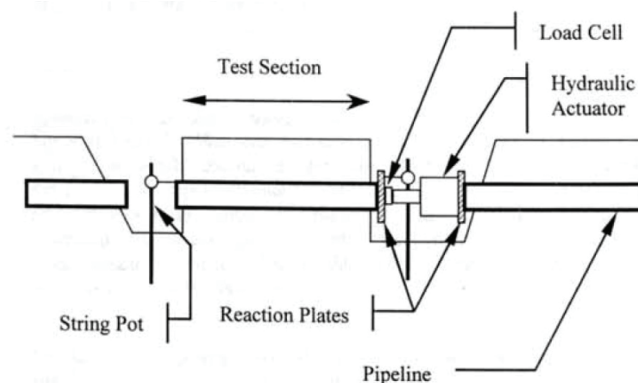


Abb. 2-32: Versuchsaufbau in situ-Versuche zur Ermittlung der axialen Reibungswiderstände (Honegger 1999)

HONEGGER konnte mit dem abgebildeten Versuchsaufbau die axialen Widerstände der erdverlegten Rohrleitungen in situ messen. Mit der Durchführung von Wiederholungsversuchen konnten zudem Aussagen zu einem Einfluss der Verschiebung auf die axialen Widerstände getroffen werden. Hierzu wurde jeder Rohrabschnitt zweimal einer axialen Verschiebung ausgesetzt. Die Ergebnisse an der untersuchten Leitung mit dem Durchmesser DN 300 sind in Abb. 2-33 dargestellt.

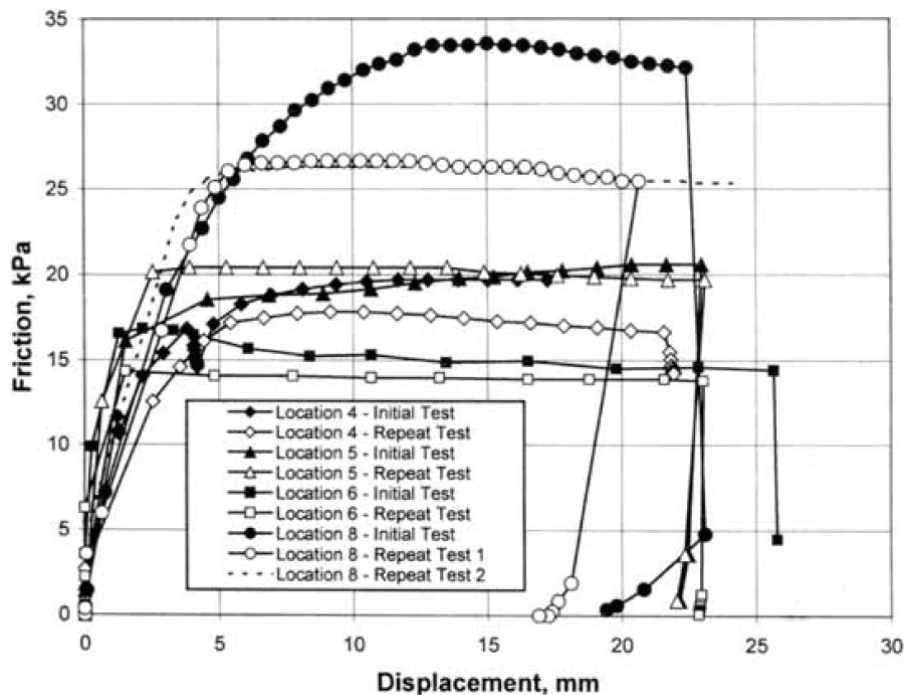


Abb. 2-33: Versuchsergebnisse in Situ Versuche (Honegger 1999)

In den Versuchsergebnissen ist ein nachvollziehbarer Verlauf der gemessenen axialen Widerstände einer erdverlegten Rohrleitung erkennbar. Zudem zeigen die Wiederholversuche, dass die maximalen Reibungswiderstände bei der Initialverschiebung auftreten und bei der wiederholten Verschiebung geringer sind.

2.2.7 Einfluss von Bentonit auf Kontaktreibung Boden-Rohr

SCHÖßER (2004) untersuchte im Rahmen ihrer Dissertation an der Ruhr Universität Bochum das Scher- und Reibungsverhalten von Sanden und den Einfluss von Bentonitsuspensionen. Es wurden sowohl Scher- als auch Reibungsversuche an zwei Sanden durchgeführt. Für die Reibungsversuche wurde als Reibpartner eine Betonoberfläche ausgewählt, wie sie bei konventionellen Vortriebsrohren ausgebildet ist. Diese Oberfläche wurde durch eine besandete Stahlplatte simuliert. Zur Untersuchung des Einflusses der Bentonitsuspension wurden die trockenen Sandproben mit der Suspension vermischt und anschließend in Scher- und Reibungsversuchen getestet. Die Ergebnisse der Versuche sind in Tab. 2-10 dargestellt (Schößer 2004).

Tab. 2-10: Ergebnisse der Versuche Sand / besandete Platte (Schößer 2004)

Probe	Sand	Sand mit Bentonit	Sand vs. besandete Platte	Sand mit Bentonit vs. besandete Platte
Parameter	φ	φ	δ	δ
Sand A (locker)	45,4	39,7	41,2	39,8
Sand A (dicht)	54,9	53,0	44,4	44,9
Sand B (locker)	43,4	38,3	39,8	37,4
Sand B (dicht)	52,0	48,8	44,0	44,9

Die Bestimmung des inneren Reibungswinkels mittels der direkten Scherversuche ließ einen deutlichen Effekt der eingesetzten Bentonitsuspension erkennen. Durch den Schmiereffekt der einzelnen Bentonitplättchen zwischen den Sandkörnern reduzierte sich bei den durchgeführten Versuchen die ermittelte innere Reibung um ca. 12 % bei einer lockeren Lagerung des Sandes. Bei dicht gelagerten Sanden konnte lediglich eine Reduktion der inneren Reibung um ca. 5 % festgestellt werden. Folglich könnte die eingesetzte Menge an Suspension bzw. die Konzentration der Bentonitplättchen in der Suspension nicht ausgereicht haben, um bei dichter Lagerung die einzelnen Sandkörner voneinander zu trennen. Im Kontaktreibungsverhalten zeigt sich ein analoges Bild. Auch hier konnte eine größere Reibungsminderung des ermittelten Wandreibungswinkels bei lockerer Lagerung im Vergleich zum dicht gelagerten Sand gezeigt werden. Bei den Versuchen am dicht gelagerten Sand wurde erstaunlicherweise eine leichte Zunahme der Wandreibungswinkel verzeichnet.

Die Übertragbarkeit der gesammelten Erkenntnisse zum Reibungsverhalten von Sanden unter Einfluss von Bentonitsuspensionen dieser Arbeit auf die vorliegende Problemstellung ist genauer zu erörtern. Die Autorin gibt in der Ausarbeitung keine detaillierten Angaben zur Vorbelastungszeit, Vorschubgeschwindigkeit, Auflasten, Versuchsergebnisstreuungen, etc. bekannt. Die Übertragbarkeit auf das Reibungsverhalten von Sand und PE-Material bzw. Sand mit Bentonitsuspension im Kontakt zu PE-Material sollte demnach überprüft werden. Es konnte jedoch ein reibungsmindernder Effekt innerhalb der Ermittlung der inneren Reibungswinkel nachgewiesen werden.

Der reibungsmindernde Effekt durch den Einsatz von Bentonitsuspensionen im Kontakt zu PE-Material wurde darüber hinaus durch RACLAVSKY (2008) in Laboruntersuchungen quantifiziert. Er bestimmte die Reibungskoeffizienten zwischen PE-Material im Kontakt zu diversen Erdstoffen. Nach der Ermittlung der Referenzreibungskoeffizienten wurde eine Bentonitsuspension als Reibungsminderer eingesetzt. Die Variation der Erdstoffe reichte bei den nichtbindigen Erdstoffen von Kies über groben Sand mit der Körnung 0/8 über mittleren Sand mit der Körnung 0/4 bis hin zu Feinsand. Zusätzlich wurde ein sandiger Schluff in den Laborversuchen untersucht, der in oberflächennahen Bodenzonen oft vorzufinden ist. Die eingesetzte Bentonitsuspension wurde mit einer Konzentration von 40 kg/m³ Wasser angesetzt. Darüber hinaus wurde der Einfluss von Wasser mittels durchgeführter Versuche untersucht. Während der Relativverschiebung der

beiden Reibpartner wurden die hierbei ermittelten Kräfte mit einer Kraftmessdose erfasst und über die vorhandene Reibungsfläche unter Einbeziehung der aufgetragenen Normalspannungen in Scherparameter umgerechnet und sind in Abb. 2-34 angegeben (Raclavsky 2008).

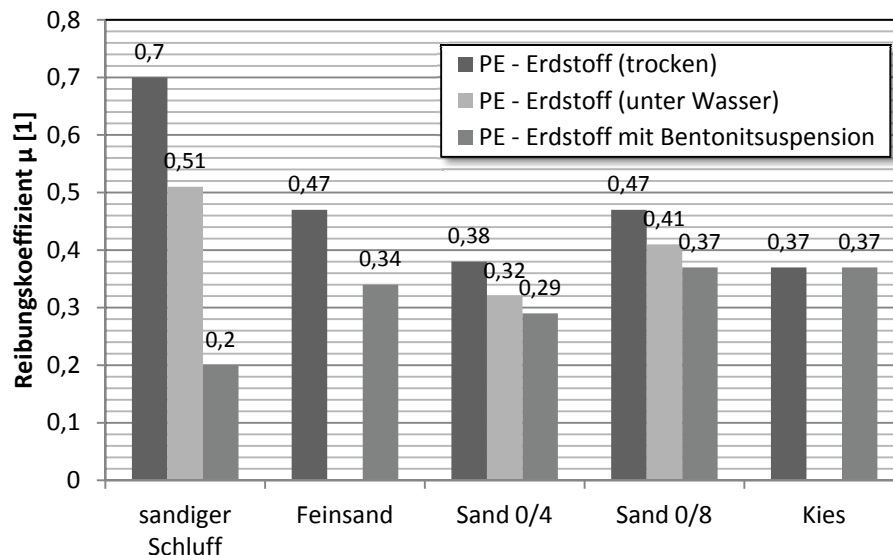


Abb. 2-34: Reibungswiderstände PE vs. Erdstoffe (Raclavsky 2008)

Bei der Umrechnung der δ -Werte in μ -Werte gilt unter der Voraussetzung, dass keine Adhäsionsspannungen gemessen wurden, die Beziehung:

$$\mu = \tan \delta \quad (2.44)$$

Aus den Untersuchungen des bindigen Erdstoffes wurden im trockenen Zustand die größten Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,7$ ermittelt. Unter dem Einfluss des Wassers wurde ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,51$ festgestellt. Unter Verwendung von Bentonitsuspensionen ergibt sich eine Verringerung der Reibung auf $\mu = 0,2$. Im Vergleich zu den Versuchen ohne Bentonitsuspension resultiert entsprechend eine Reduktion von ca. 70 % (ohne Wasser) bzw. ca. 60 % (unter Wasser).

Der untersuchte Feinsand wurde lediglich im Referenzversuch unter trockenen Bedingungen getestet. Es konnte für den direkten Kontakt des PE-Materials zum Erdstoff ein Reibungskoeffizient von $\mu = 0,47$ ausgewiesen werden, welcher sich unter Zugabe der Suspension um ca. 30 % auf einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,34$ verringerte.

Die Versuche am Sand 0/4 im Kontakt zum PE-Material ergaben im trockenen Versuch Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,38$ bzw. $\mu = 0,32$ unter Wassereinstau. Die Reduzierung des Reibungskoeffizienten bei der Verwendung der Bentonitsuspension auf $\mu = 0,29$ ergibt bei diesem Erdstoff lediglich eine Verringerung um ca. 25 % in Relation zu dem trockenen Reibungsversuch bzw. 10 % zum Versuch unter Wassereinstau.

Das gleiche Verhalten zeigen die Ergebnisse für den untersuchten Sand 0/8. Durch den Einsatz der Suspension stellten sich reibungsmindernde Effekte von ca. 20 % im Vergleich zum Referenzversuch ein, welcher trocken durchgeführt wurde ($\mu = 0,47$) bzw. ca. 10 % geringere Reibungswiderstände in Beziehung zum Referenzversuch unter Wassereinstau ($\mu = 0,41$). Der

absolut ermittelte Reibungskoeffizient beim Sand 0/8 mit eingesetzter Bentonitsuspension beträgt $\mu = 0,37$.

Darüber hinaus ergab sich bei der Ermittlung der Reibungswiderstände an dem Kies ein Reibungskoeffizient $\mu = 0,37$. Nach Zugabe der Bentonitsuspension wurden jedoch keine geringeren Widerstände bei den Reibungsversuchen gemessen. Es stellte sich der gleiche Reibungskoeffizient von $\mu = 0,37$ ein.

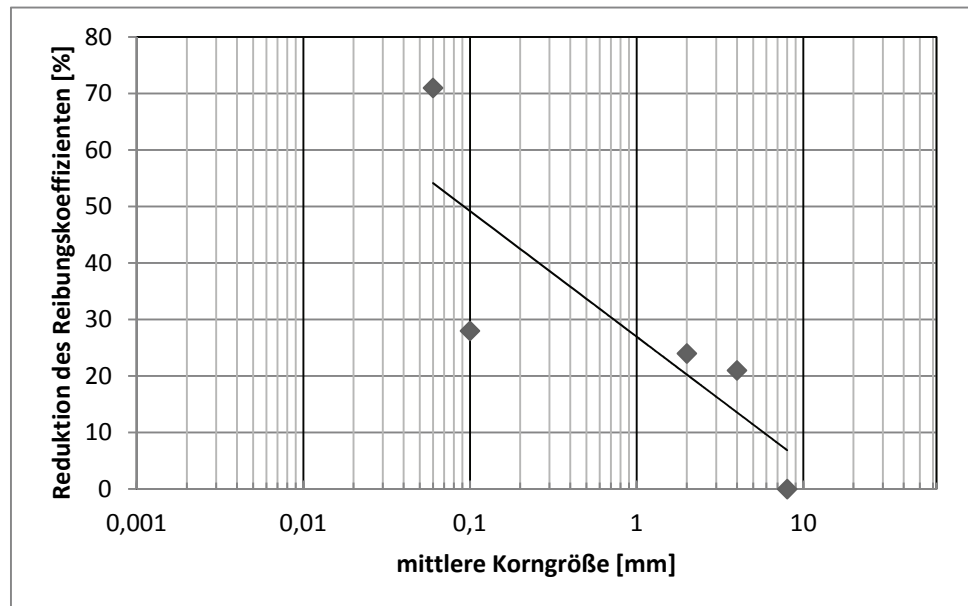


Abb. 2-35: Reduktion des Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit der Korngröße (Raclavsky 2008)

Zusammenfassend zeigt sich ein klares Bild der reibungsmindernden Eigenschaften der eingesetzten Bentonitsuspension. Es stellten sich abhängig von der untersuchten Bodenart in Bezug zum jeweiligen Referenzversuch um ca. 10 % bis 70 % geringere Reibungskoeffizienten ein. Ein Bezug zur Bodenart ist nach Auswertung der Ergebnisse festzuhalten. Die Abb. 2-35 zeigt die Reduzierung der Reibungswiderstände in Relation zur Korngröße. Eine Erklärung für die Abhängigkeit könnten die größeren Poren im gröberen Erdstoff sein, in die die Bentonitsuspension zwar eindringt, jedoch nicht vollends den Kornkontakt zum PE-Material verhindern kann und somit höhere Reibungswiderstände des gröberen Korngefüges auf den Reibpartner übertragen werden.

Zusätzlich entwickelte RACLAVSKY einen zweiten Versuchsaufbau, mit dem die Tangentialspannungen eines von einer Bentonitsuspension umgebenen PE-Rohres gemessen werden konnten. Hierzu wurde in einem Behälter ein DN 225 PE-Rohr so verbaut, dass es am Rohrende verdreht werden konnte und die Widerstände in Form des aufgebrachten Drehmoments gemessen und anschließend in Tangentialspannungen umgerechnet werden konnten. Als Referenzversuch wurde das gleiche Mischungsverhältnis der Bentonitsuspension von 40 kg/m^3 eingesetzt. Direkt nach dem Anmischen der Suspension wurde eine Tangentialspannung von $2,5 \text{ N/m}^2$ ermittelt. Anschließend wurde Sand 0/4 hinzugegeben und der Anstieg der gemessenen Widerstände beobachtet. Eine deutliche Abhängigkeit der gemessenen Widerstände zu der eingesetzten Sandmenge ist verzeichnet worden. Als höchste Sandzugabe wurden 1500 kg/m^3 Bentonitsuspension hergestellt. Bei diesem Mischungsverhältnis wurden doppelt so große Tangentialspannungen in Relation zum Referenzversuch ohne Zugabe von Sand gemessen.

RACLAVSKY betrachtete zudem das zeitliche Verhalten der Tangentialspannungen. Es wurden planmäßige Wartezeiten aufgebracht, die die Unterbrechung des Einziehvorgangs simulieren sollten. Über die Zeit konnten deutliche Zunahmen der Widerstände bei den mit Sand vermengten Suspensionen aufgezeichnet werden. Nach 12 h wurden 8-fach höhere Tangentialspannungen und nach 24 h gar 10-fach höhere Tangentialspannungen gemessen. Im Gegensatz dazu wurde keine Zunahme der Widerstände bei der reinen Bentonitsuspension verzeichnet. In Tab. 2-11 sind die Ergebnisse aufgelistet.

Tab. 2-11: Versuchsergebnisse nach Wartezeit, Raclavsky (Raclavsky 2008)

Versuch	Sand-Zugabemenge [kg]	Tangentialspannung nach 0h [N/m ²]	Tangentialspannung nach 12h [N/m ²]	Tangentialspannung nach 24h [N/m ²]
1	0	2,5	2,5	2,5
2	500	3,5	14	20
3	1000	4	18	24
4	1500	5	20	26

Den Einfluss von Bentonitsuspensionen auf den Reibungskoeffizienten zwischen einem Rohr und dem umgebenden Erdstoff untersuchten HASSAN et al. (2014) in einem Forschungsvorhaben, bei dem insgesamt fünf Erdstoffe geprüft wurden. Hierzu wurde ein Schergerät modifiziert, um einen Rohrstückabschnitt im Kontakt zu einem Erdstoff prüfen zu können. Um den Einfluss von eindringender Suspension in das Erdreich zu erfassen, wurden neben Referenztests ohne Suspension auch Versuche durchgeführt, bei denen in der Versuchsvorbereitung der Erdstoff mit einer Bentonitsuspension beaufschlagt wurde und sich über einen aufgetragenen Differenzdruck ein Filterkuchen an der Grenzschicht ausgebildet hat. Nach der jeweiligen Aufbereitung der Proben wurden die beiden Reibpartner gegeneinander verschoben.

Für die untersuchten Erdstoffe konnte bei jeder Versuchskonstellation mit eingesetzter Bentonitsuspension eine Reduzierung der ermittelten Reibungskoeffizienten nachgewiesen werden. Die größten Reduzierungen stellten sich mit rd. 36 % beim schluffigen Sand ein. Ebenfalls eine sehr deutliche Reduzierung wurde beim eingesetzten schluffigen Ton (31 %) und beim Sand (27%) ermittelt. Bei diesen Erdstoffen konnte sich nach HASSAN ein stabiler Filterkuchen ausbilden, welcher die Reibungseigenschaften deutlich verändert hat (Hassan 2014). In der Anordnung des Feinkieses konnte lediglich eine Reduzierung des Reibungskoeffizienten von rd. 17 % ausgewiesen werden. Aus den visuellen Beobachtungen konnte der Autor schlussfolgern, dass die Bentonitsuspension in Verbindung mit dem untersuchten Feinkies eine, im Vergleich zu den weiteren untersuchten Erdstoffen, sehr unebene Kontaktfläche zum Rohr hin ausgebildet und sich kein ebener Filterkuchen eingestellt hat. Dies ist als maßgeblicher Grund für die geringere reibungsmindernde Wirkung der eingesetzten Bentonitsuspension genannt. Beim untersuchten Ton zeigte sich eine sehr geringe Beeinflussung des Reibungskoeffizienten von ca. 14 %. In Relation zu den anderen Erdstoffen weist der Ton allerdings naturgemäß den geringsten Reibungswiderstand auf.

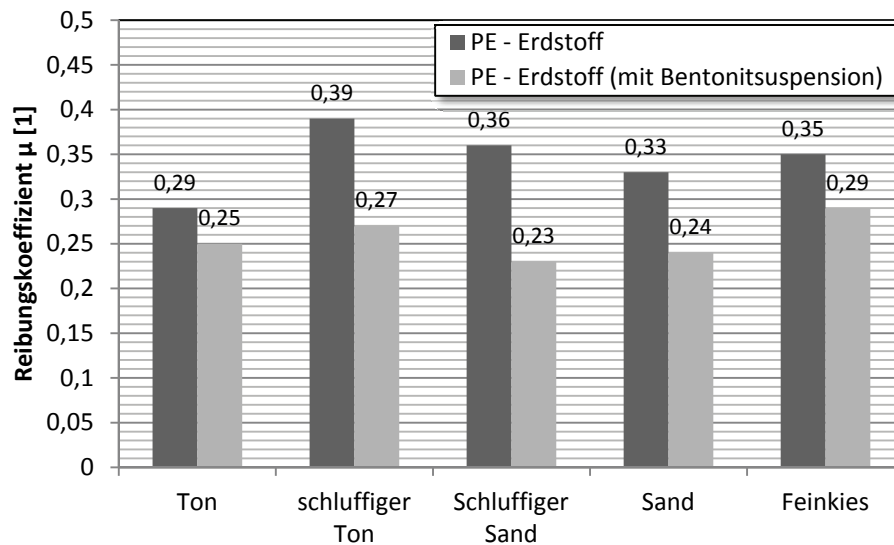


Abb. 2-36: Einfluss von Bentonitsuspension auf den Reibungskoeffizienten (Hassan 2014)

Absolut betrachtet liegen die ermittelten Reibungskoeffizienten, wie in Abb. 2-36 dargestellt ist, im Bereich von $\mu = 0,29$ bis $\mu = 0,39$ für den Reibungskontakt Rohr-Erdstoff ohne Bentonitsuspension, wobei der Ton hier mit $\mu = 0,29$ den geringsten Reibungskoeffizienten liefert. Die restlichen untersuchten Erdstoffe liegen in einer sehr kleinen Streubreite von $\mu = 0,33$ bis $\mu = 0,39$ (Hassan 2014). Unter Verwendung von Bentonitsuspension reduzieren sich die ermittelten Reibungskoeffizienten auf $\mu = 0,23$ bis $\mu = 0,29$, wobei der Reibungskontakt des Kieles mit Bentonitsuspension aufgrund der oben genannten Beobachtungen abgegrenzt zu betrachten ist. Daher stellen sich Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,23$ bis $\mu = 0,27$ bei den untersuchten Erdstoffen mit Bentonitsuspension ein. Der hierbei ermittelte sehr kleine Wertebereich lässt darauf schließen, dass die Reibungscharakteristik maßgeblich durch den sich ausbildenden Filterkuchen bestimmt wird, sofern sich dieser ausbilden kann.

Im speziellen Anwendungsfall der HDD-Technik in Kombination mit der Installation von Fernwärmeleitungen lassen sich in der Fachliteratur ebenfalls Untersuchungen finden. WEIDLICH et al. (2011) führten hierzu experimentelle Untersuchungen durch. Hierbei legten die Autoren einen wesentlichen Teil des Untersuchungskonzeptes auf die Untersuchung einer Beeinflussung der untersuchten Parameter durch eine Temperaturerhöhung aus. Demnach sollten aus den Versuchen Aussagen getroffen werden können, ob sich die in bodenmechanischen Versuchen ermittelten Reibungseigenschaften unter einer Temperaturerhöhung, wie sie in der Fernwärmetechnik anzutreffen ist, verändern.

Es wurde ein Sand, eine Bohrspülung mit dem Hauptbestandteil Bentonit und PE-Werkstoff in Plattenform in den Untersuchungen verwendet. In Tab. 2-12 sind die bodenmechanischen Kennziffern des verwendeten Sandes aufgeführt.

Tab. 2-12: Geomechanische Eigenschaften des untersuchten Sandes (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011)

Eigenschaft	Symbol	Wert	Einheit
Wichte	γ/γ'	18/10	[kN/m ³]
Porosität	e_{\min} / e_{\max}	0,47 / 0,75	[1]
Korndurchmesser	d_{50}	0,52	[mm]
Ungleichförmigkeitszahl	C_u	2,6	[1]
Innerer Reibungswinkel	φ'	39 (bei D=0,6)	[°]

WEIDLICH et al. konnten zeigen, dass die verwendete Bentonitsuspension unter einer Temperaturvariation von 10°C bis 40°C bei den Standardklassifikationsversuchen keine Temperaturabhängigkeit aufweist. Zusätzlich zu den Klassifikationsversuchen wurden Reibungsversuche in Scherversuchsgeräten unter konstanter Auflastspannung durchgeführt. Die Auflastspannungen betrugen dabei 20, 40 und 60 kN/m². Zur Erfassung der Beeinflussung des Reibungskoeffizienten zwischen dem untersuchten Erdstoff und dem PE-Werkstoff wurde ein Referenzversuch zwischen dem Sand und dem PE-Werkstoff durchgeführt. Anschließend wurde der Sand mit der Bohrspülung, welche eine Konzentration von 35 kg/m³ Wasser aufwies in einem Verhältnis von 1000g Sand zu 400g Suspension vermengt. Nach der Aufbereitung der Erdstoff-Bentonit-Gemische wurden diese analog zu den Referenzversuchen in die Scherversuchsgeräte eingebaut und die Reibungsversuche durchgeführt. In weiteren Versuchsserien wurden die in den Schergeräten eingebauten Materialien einer Temperaturbelastung von 40°C ausgesetzt und somit eine Trocknung des Sand-Bentonit-Gemisches erzwungen. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind in Abb. 2-37 dargestellt (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011).

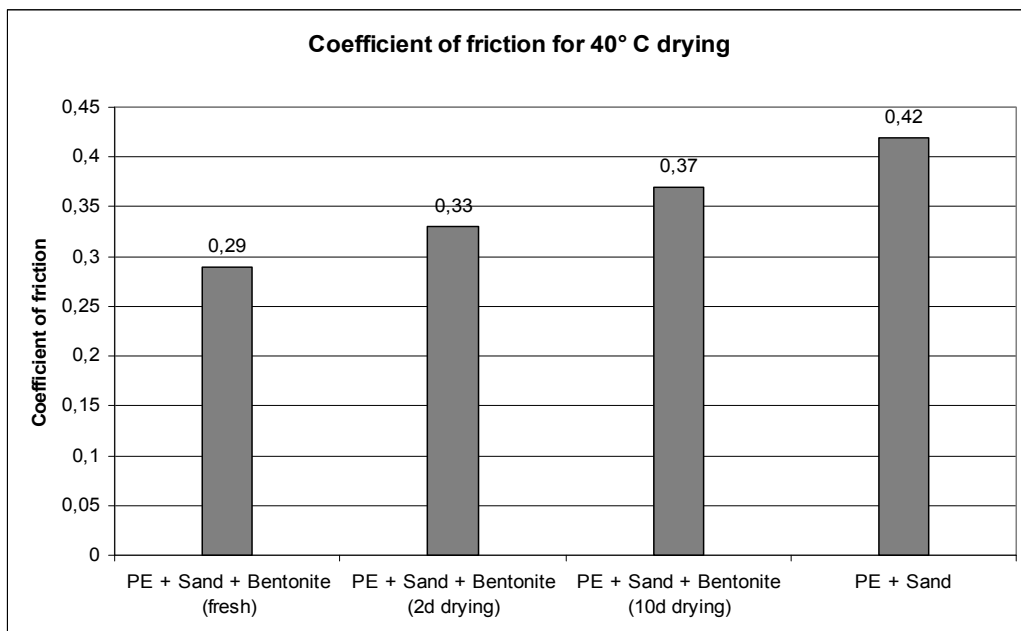


Abb. 2-37: Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch Temperaturbelastung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011)

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich eine Reduktion des Reibungskoeffizienten durch die verwendete Bentonitsuspension einstellt. Die stärkste Abminderung des Reibungskoeffizienten ist

bei der Untersuchung direkt nach der Aufbereitung des Sand-Bentonit-Gemisches zu erkennen. Eine Abnahme auf $\mu = 0,29$ konnte nachgewiesen werden. Dies entspricht einer Reduktion von rd. 31% in Relation zu dem Referenzreibungskoeffizienten zwischen Sand und PE ($\mu = 0,42$).

Unter der gewählten Temperaturbelastung von 40°C wurden Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,33$ nach zwei Tagen Trocknung bzw. $0,37$ nach 10 Tagen Trocknung ermittelt. Demnach konnte eine Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch die aufgebrachte Temperaturbelastung gezeigt werden.

Ausgehend von den ersten Untersuchungen entwickelten die Autoren ein Gedankenmodell zu den Bedingungen im Bohrloch einer mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013), welches in Abb. 2-38 dargestellt ist. Die Autoren gehen davon aus, dass sich die bei einer HDD-Bohrung eingesetzte Bentonitsuspension nach der Installation des Fernwärmerohres zum großen Teil mit dem umgebenden Erdreich vermengt.

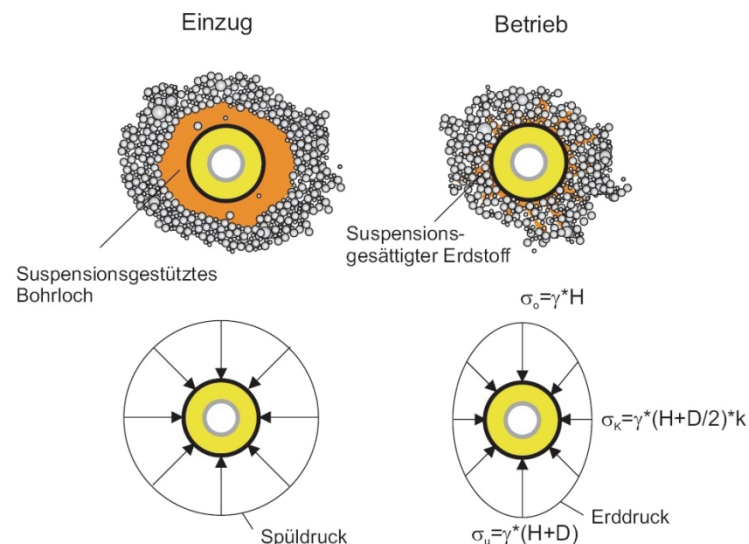


Abb. 2-38: Gedankenmodell der Rohrbettung einer grabenlos verlegten (HDD) Fernwärmeleitung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013)

In weiteren experimentellen Untersuchungen erweiterten die Autoren die Kenntnisse über den Reibungskoeffizienten von bentonitsuspensionsgesättigten Erdstoffen im Kontakt zu PE-Material auf eine zweite Bodenart. Dabei erfolgte die Aufbereitung der bentonitsuspensionsgesättigten Erdstoffe analog zu den vorherigen Untersuchungen. Ergänzend zu einem Sand wurde ein Kies/Sand-Gemisch mit Bentonitsuspension vermengt und das Kontaktreibungsverhalten zu PE in Reibungsversuchen untersucht. Zudem wurde eine eventuelle Abhängigkeit zur aufgebrachten Vorbelastungszeit überprüft. Abweichend von (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2011) wurde jedoch keine zusätzliche Temperaturlast aufgebracht. Die experimentellen Untersuchungen wurden bei einer Temperatur von rd. 23°C durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuchsstudie sind in Abb. 2-39 dargestellt.

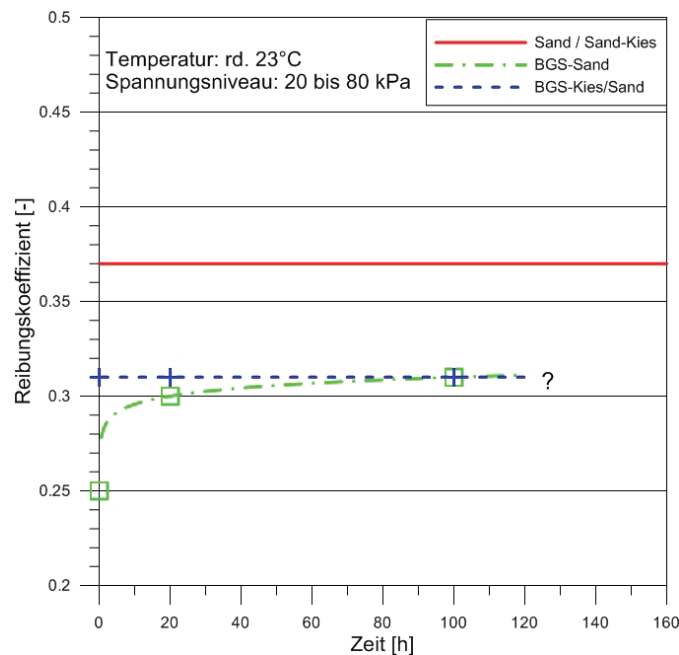


Abb. 2-39: Ermittelte Reibungskoeffizienten in Abhängigkeit von der Zeit (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013)

Der reibungsmindernde Effekt ist bei beiden untersuchten Erdstoffen unter Verwendung der Bentonitsuspension deutlich zu erkennen. Zudem ist ein Wiederanstieg der gemessenen Reibungswiderstände unter Steigerung der Vorbelastungszeit beim verwendeten Sand festzustellen. Damit konnten die Ergebnisse von WEIDLICH et al. (2011) bestätigt werden. Im Unterschied dazu zeigte der untersuchte Kies/Sand diese Zunahme unter Ausdehnung der Vorbelastungszeit nicht. Es zeigt sich allerdings auch, dass der verzeichnete Wiederanstieg der gemessenen Reibungswiderstände bei Verwendung des Sandes ohne eine zusätzliche Temperaturbelastung stattfand.

Die unterschiedlichen Ergebnisse der beiden verwendeten Erdstoffe zeigen demnach, dass das Reibungsverhalten von bentonitsuspensionsgesättigten Erdstoffen im Kontakt zu PE-Material noch nicht hinreichend genau geklärt ist.

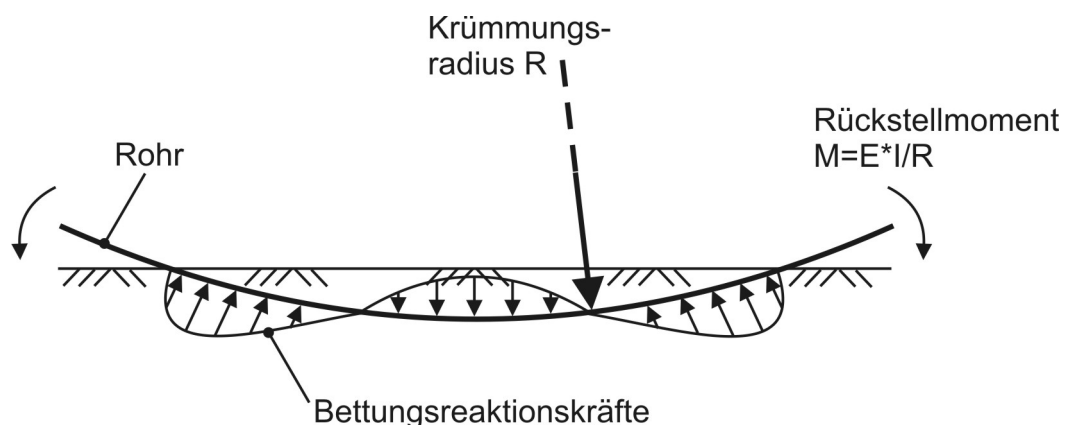


Abb. 2-40: Bettungsreaktionskräfte einer mittels HDD-Technik verlegten Fernwärmeleitung (Weidlich, Wilmsmeier und Achmus 2013)

Über die experimentellen Untersuchungen hinaus zeigen die Autoren auf, dass weitere Einflüsse aus der HDD-Verlegetechnik auf das generelle Tragverhalten von Fernwärmeleitungen auf-

treten können. Nach WEIDLICH et al. (2013) resultieren aus dem Rohreinzug eines Fernwärmerohres zusätzliche Kräfte auf das Rohr (siehe Abb. 2-40), welche bei der Bemessung einer solchen Leitung berücksichtigt werden sollten. Diese Reaktionskräfte, welche aus der Zwängung des Fernwärmerohres in die Bohrlinie entstehen, können zudem eine Zunahme der Reibungskräfte während der Installation hervorrufen.

2.2.8 Einfluss der Einziehggeschwindigkeit

Zusätzlich zu den in den vorherigen Abschnitten vorgestellten Kenntnissen zu Einflussparametern auf die Reibungswiderstände an grabenlos verlegten Rohren wird nachfolgend der Zusammenhang zwischen der Einzuggeschwindigkeit und dem sich einstellenden Reibungswiderstand anhand von Untersuchungsergebnissen aus der Fachliteratur beurteilt.

ROSSBACH (2008) führte experimentelle Untersuchungen zu Einflussfaktoren auf die Einzugkräfte einer HDD-Verlegung durch. Schwerpunktmäßig wurde dabei der Einfluss von Schwingungen auf die Einzugkräfte erforscht. Dynamische Einwirkungen beim Einziehen von Fernwärmeleitungen werden üblicherweise zu vermeiden versucht, damit das Verbundfernwärmerohr möglichst geringen mechanischen Belastungen ausgesetzt wird. Daher wird diesem Untersuchungspunkt des Autors für die Anwendung der Fernwärmeleitungstechnik eine untergeordnete Bedeutung eingeräumt.

Darüber hinaus untersuchte ROSSBACH den Einfluss der Einzuggeschwindigkeit auf die Einzugkräfte. ROSSBACH konnte in experimentellen Untersuchungen feststellen, dass eine Reduzierung der Einzuggeschwindigkeit mit einer Reduzierung der erforderlichen Zugkraft einhergeht (siehe Abb. 2-41).

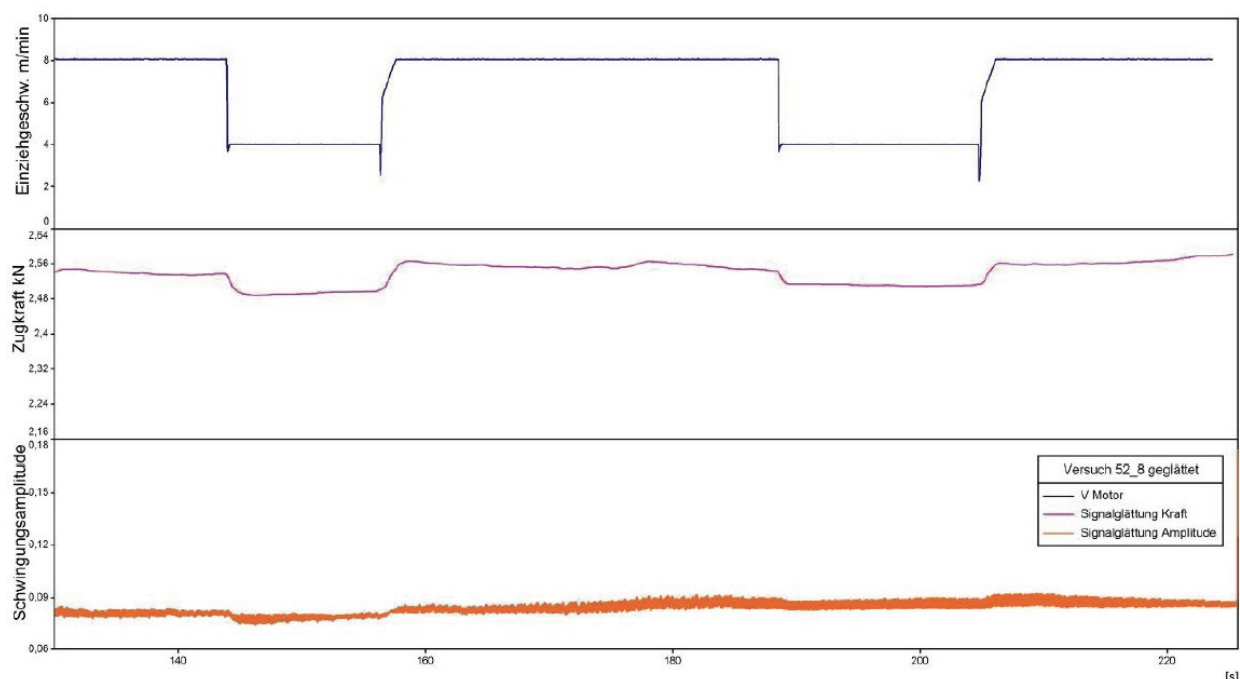


Abb. 2-41: Einfluss der Einzuggeschwindigkeit auf die Einzugkraft (Rossbach 2008)

In Technikumversuchen wurde die Einzuggeschwindigkeit zwischen 1,0 m/min und 0,5 m/min variiert. Es wurden sowohl PE-ummantelte Stahlrohre, als auch Stahlrohre ohne Ummantelung

unterschiedlichen Durchmessers untersucht. Die Ergebnisse ohne zusätzliche Einleitung von Schwingungen in einem Sand sind in Tab. 2-13 dargestellt.

Tab. 2-13: Gemessene Reduzierung der Einzugkraft infolge Reduzierung der Einzuggeschwindigkeit (Rossbach 2008)

Rohrtyp	Durchmesser DN [mm]	Gemessene Einzugkraft [kN]		Reduzierung [%]
		Einzugge- schwindigkeit 1,0 m/min	Einzugge- schwindigkeit 0,5 m/min	
Stahlrohr ohne Ummantelung	100	27,30	26,56	2,7
PE-Mantel-Stahlrohr	100	25,40	24,06	5,3
PE-Mantel-Stahlrohr	150	29,90	28,50	4,7
PE-Mantel-Stahlrohr	200	30,62	28,88	5,7

ROSSBACH stellte fest, dass sich infolge einer Halbierung der Einzuggeschwindigkeit eine Reduzierung der Einzugkraft um rd. 5 % einstellt. Bei ergänzenden Versuchen unter zusätzlicher Schwingungseintragung im untersuchten Sand blieben die Reduzierungen infolge der Halbierung der Einzuggeschwindigkeit gleich, woraus der Autor zudem die Schlussfolgerung zog, dass beim Baugrund Sand keine Abhängigkeit zwischen den beiden Einflussparametern im Hinblick auf die erforderliche Zugkraft herrscht.

Demnach kann die erforderliche Zugkraft durch die Einzuggeschwindigkeit beeinflusst werden, was bei der Installation einer grabenlosen Verlegung eines Fernwärmerohres mit der HDD-Technik zu beachten ist.

Die Bewegungsabläufe beim Aufheizen bzw. Abkühlen einer Fernwärmeleitung im Betrieb verlaufen in der Regel jedoch deutlich langsamer und kontinuierlicher als die untersuchten Geschwindigkeiten von ROSSBACH. Ein signifikanter Einfluss der Verschiebungsgeschwindigkeit auf die sich einstellenden Reibungswiderstände im Betrieb einer Fernwärmeleitung wird daher nicht vermutet.

2.3 Zusammenfassung

Aus den Untersuchungen anderer Autoren zur Interaktion zwischen Rohr und umgebenden Erdreich sind bereits diverse Erkenntnisse erarbeitet worden. Eine sichere Bemessung einer erdverlegten FW-Leitung ist zwar möglich, die Unsicherheiten bei dem Ansatz von Reibungskräften zwischen Sandbettung und PE-Rohr führen mitunter jedoch zu kostengünstigen Überdimensionierungen von Kompensatoren. Hier besteht auch bei der Verlegung in offener Bauweise ein Optimierungspotenzial. Die vorgenannten Untersuchungen anderer Autoren zur Interaktion zwischen grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen und dem umgebenden Erdreich sowie die Sichtung von diversen Regelwerken ergeben folgende Erkenntnisse:

- Es bestehen vergleichsweise gesicherte Erkenntnisse zum Reibungsverhalten eines in Sandbettung verlegten FW-Rohres
- Ermittelte Reibungskoeffizienten zwischen PE-Rohr und Sandbettung sind einschlägigen Regelwerken zu entnehmen
- Ein deutlicher reibungsmindernder Einfluss von Bentonitsuspensionen auf den Reibungskoeffizienten ist nachweisbar
- Beim Rohreinzug kann die Einzuggeschwindigkeit die erforderliche Zugkraft beeinflussen
- Für die praxisorientierte Anwendung besteht Optimierungspotenzial der quantitativen Angaben des Reibungskoeffizienten bei grabenloser Rohrverlegung

Aus der gesichteten Literatur zur Thematik ist ein deutliches Wissensdefizit des Reibungsverhaltens eines grabenlos verlegten Fernwärmerohres ableitbar. Es konnte nachgewiesen werden, dass das Installationsverfahren der HDD-Technik einen enormen Einfluss auf den Reibungskoeffizienten ausübt. Der gezeigte reibungsmindernde Effekt der eingesetzten Bentonitsuspension ist zurzeit noch nicht hinreichend genau quantifiziert. Darüber hinaus sind nur wenige in situ Erfahrungen für FW-Leitungen zur Thematik dokumentiert. Um einen störungsfreien Betrieb der Fernwärmenetze gewährleisten zu können, müssen die Auswirkungen des Installationsverfahrens auf das Reibungsverhalten der Leitungen bekannt sein. Daher sollten Antworten auf die folgenden Fragestellungen gefunden werden:

- Welche Auswirkungen ergeben sich durch die grabenlose Installation auf das Gesamttragverhalten Rohr-Erdreich?
- Inwieweit bleibt der reibungsmindernde Einfluss der Bentonitsuspension während der Betriebsphase erhalten?
- Kann der Reibungskoeffizient genauer quantifiziert werden?

Antworten auf diese Fragestellungen sollen durch eigene experimentelle Untersuchungen erarbeitet werden. In den nächsten Abschnitten dieser Arbeit werden die ausgewählten Lösungswege vorgestellt und die sich daraus ergebenden Lösungsansätze entwickelt.

3 In situ-Versuche

3.1 Allgemeines

Bei in situ-Versuchen auf einem Freigelände in Wunstorf bei Hannover wurden bis zu 108 m lange Fernwärmerohre auf einem Testfeld mit dem HDD-Verfahren grabenlos installiert und mit Temperaturlastkollektiven belastet (siehe Abb. 3-1). Die sich einstellenden axialen Ausdehnungen und Widerlagerkräfte wurden dabei aufgezeichnet. Nach der Installation, dem Simulationsbetrieb und einer anschließenden Ruhezeit wurden die Fernwärmeleitungen deinstalliert (herausgezogen), um das Testfeld zu beräumen. Bei dem Deinstallieren der Rohrleitungen konnten stabile Bohrkanäle festgestellt werden. Desweiteren wurden einzelne Rohrabschnitte teilweise freigelegt und Teilabschnitte monoton axial belastet, bzw. verschoben. Die sich hierbei ergebenden Reibungswiderstände im Kontakt zum umgebenden Erdreich wurden aufgezeichnet. Anhand dieser Ergebnisse und der Ergebnisse der zyklischen Heizlastversuche soll das Interaktionsverhalten der grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen genauer beurteilt werden.

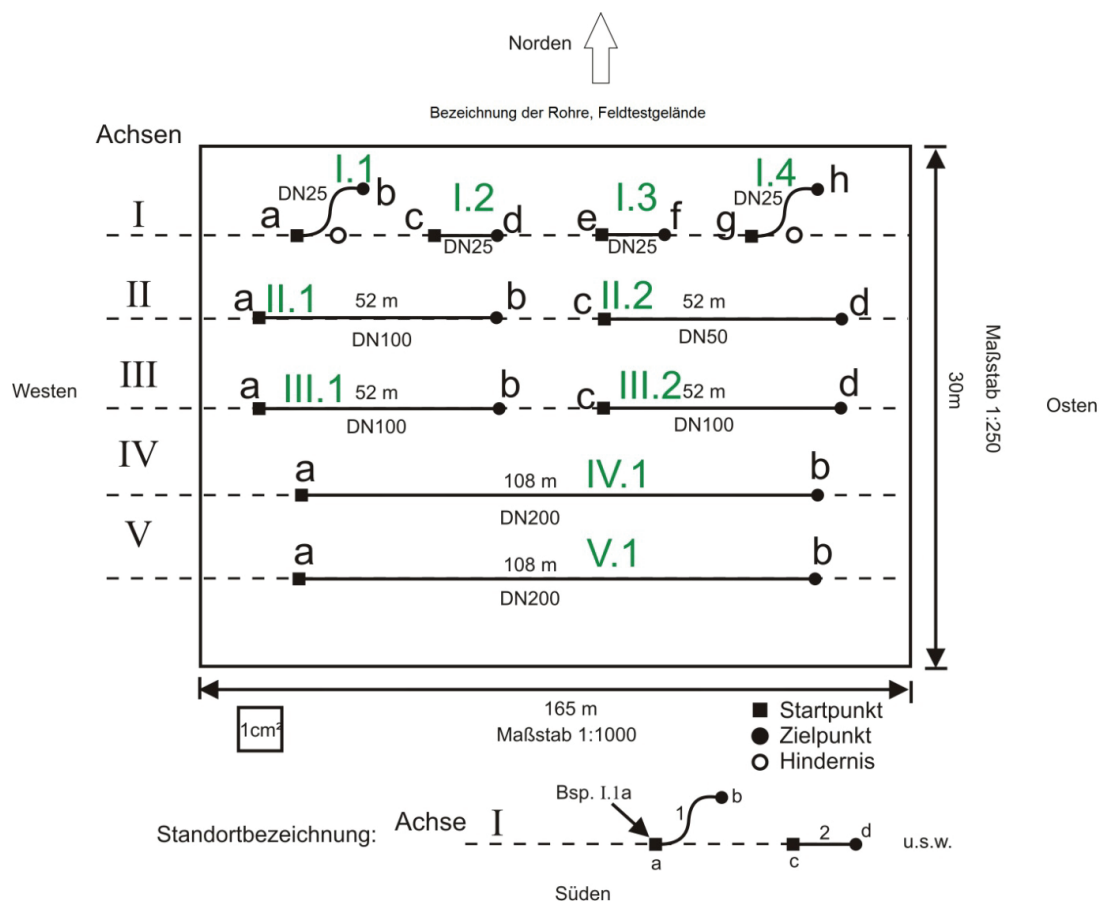


Abb. 3-1: Versuchsfeld der in situ-Versuche (Weidlich und Eichhorst 2015)

**Abb. 3-2: Hohlräume in situ****Abb. 3-3: Rohraufleger in situ**

Bei teilweisen Aufgrabungen der verlegten Fernwärmeleitungen im Versuchsfeld der in situ-Versuche wurden Hohlräume im ausgebildeten Ringraum der Bohrkanäle vorgefunden. Das Lichtbild Abb. 3-2 verdeutlicht die Situation in situ. Dabei ist festzuhalten, dass diese Hohlräume so stabil gewesen sind, dass sie nach dem geplanten Lastkollektiv aus rd. 90 Volllastwechseln und einer zusätzlichen Liegezeit von insgesamt ca. 1,5 Jahren nicht kollabierten. Die räumliche Ausdehnung der vorgefundenen Hohlräume erstreckt sich vom Rohrkämpfer über den Scheitel bis zum gegenüberliegenden Rohrkämpfer. Das Verhältnis des Bohrlochdurchmessers der Pilotbohrung zum Durchmesser des Fernwärmerohres betrug bei der Herstellung der Feldversuche rd. 1,3.

Desweiteren ist in dem Lichtbild Abb. 3-3 das freigelegte Rohraufleger einer bereits entfernten Fernwärmeleitung der Feldversuche zu erkennen. Es zeigte sich bei den Untersuchungen in situ, dass sich das feinkörnige Bohrspülungsmaterial vorwiegend in der Rohrsohle bis hin zu den Rohrkämpferbereichen in dem aufgefahrenen Ringraum abgelagert hat und somit im direkten Kontakt zum Rohraußenmantel stand. Visuell ist eine klare Abgrenzung des feinen Bohrspülungsmaterials von dem umgebenden ungestörten Erdreich zu erkennen. Die Mächtigkeit des abgelagerten Ringraummaterials weist, bedingt durch die unterschiedliche Zwängung des Rohres in die Bohrtrasse bei den Felduntersuchungen Streuungen auf. Die Schichtstärke des abgelagerten Ringraummaterials beträgt bei den in situ-Versuchen rd. 50 % bis 100 % des rechnerisch vorhandenen Ringspalts zwischen Pilotbohrung und Produktrohr.

3.2 Ergebnisse der in situ-Versuche

Nachfolgend werden die bei den in situ-Versuchen gewonnenen Ergebnisse der sich einstellenden Reibungswiderstände ausgewertet und beurteilt. Für die Auswertung standen Daten aus Reibkraftversuchen, Deinstallationsversuchen, ermittelte Einzugkräfte während der Installation und Widerstände aus zyklischen Heizlastversuchen zur Verfügung.

3.2.1 Erfassung der Einziehkräfte

Bei der grabenlosen Verlegung der Leitungen wurden die Einzugwiderstände während der Installation aufgezeichnet. Der Durchmesser der Pilotbohrung wurde durch entsprechende Aufweitvorgänge zuvor auf das ca. 1,3-Fache des Durchmessers der einzuziehenden Fernwärmeleitung vergrößert. Vor dem eigentlichen Fernwärmerohr ist ein Räumkopf fixiert, um eventuell vorhandene Ablagerungen bzw. Hindernisse im Bohrkanal zu räumen. Die Zugkraft während

des Einziehvorgangs wurde intern von dem Horizontalspülbohrgerät erfasst. In Abb. 3-4 ist beispielhaft der Verlauf der aufgezeichneten Zugkräfte der Leitung II.1 dargestellt.

Messprotokoll Zugkraftmessung

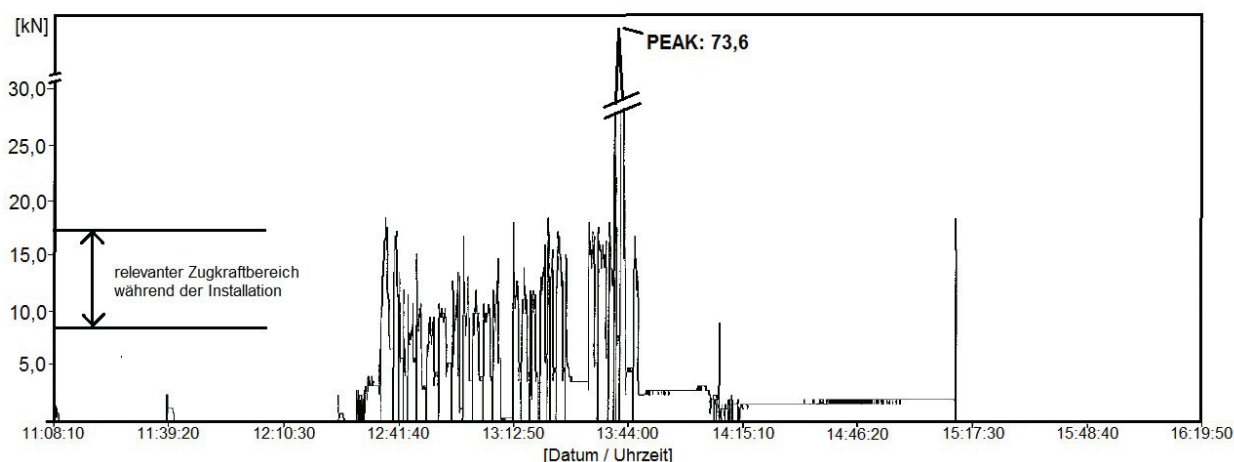


Abb. 3-4: Gemessener Einzieh Widerstand Bohrung II.1 (AGFW 2016)

In der obigen Darstellung ist deutlich zu erkennen, dass die aufgezeichnete erforderliche Zugkraft deutlichen Schwankungen unterliegt. Dies ist unter anderem in dem diskontinuierlichen Prozess des Einziehens begründet. Es konnte jedoch ein Wertebereich festgelegt werden, welcher für die Analyse der Einzieh Widerstände zugrunde gelegt wurde. Dabei wurden offensichtliche Ausreißer der Widerstände (siehe Abb. 3-4: Widerstand 73,6 kN um 13:44:00) außer Acht gelassen. Dieses Vorgehen wurde bei allen zur Verfügung stehenden Daten der Bohrungen angewendet. Die Auswertung des Reibungskoeffizienten zwischen dem einzuziehenden Rohr und der umgebenden Bohrspülung wurde anhand der maximal aufgezeichneten Zugkräfte gegen Ende des Einziehvorgangs vorgenommen. Daher wurde hierbei die gesamte Leitungslänge als Strecke zugrunde gelegt. Die errechneten Reibungskoeffizienten sind in Tab. 3-1 aufgeführt.

Tab. 3-1: Ermittelte Reibungskoeffizienten während der Installation

Rohr- strang	Zugkraft $F_{Z_{min}}$ [kN]	Zugkraft $F_{Z_{max}}$ [kN]	Max. Zugkraft pro Meter [kN/m]	Reibungs- koeffizient $\mu_{Z \text{ linear}}$ [1]	Reibungs- koeffizient $\mu_{Z \text{ Gewölbe}}$ [1]	Reibungs- spannung τ_P [kN/m ²]
II.1	9,1	17,4	0,316	0,02	0,07	0,50
II.2	8,6	13,1	0,247	0,05	0,14	0,63
III.1	9,2	12,6	0,238	0,02	0,05	0,38

Bei der Auswertung der gemessenen Zugkräfte wurden ausgehend von der Berechnungsgrundlage der AGFW FW 401-10 (2020) Gl. (3.1) die Reibungskoeffizienten zwischen Fernwärmeleitung und umgebender Bohrspülung sowie die Reibungsspannung zwischen Fernwärmeleitung und umgebender Bohrspülung berechnet. Hierbei wurde idealisiert ein gerader Verlauf der Bohrtrasse angenommen.

$$F_R = \left(\frac{(1+k_0)}{2} * \gamma * \left(H + \frac{D}{2} \right) * \pi * D \right) * \mu \quad (3.1)$$

Darüber hinaus wurde vergleichend der Erddruckansatz unter Gewölbewirkung nach DWA ATV A 161 verwendet und die sich daraus ergebenden Reibungskoeffizienten gegenübergestellt. Unter Einbeziehung von (2.13) ergibt sich (3.2)

$$P_{Ev} = \frac{b \cdot \gamma_B}{2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta} \cdot (1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}) \quad (2.13)$$

mit:

$$b = \sqrt{3} \cdot D$$

$$\delta = \varphi' = 34^\circ$$

$$K_1 = 0,5$$

$$F_{RGew} = \left(\frac{(1+k_0)}{2} \cdot P_{Ev} \cdot \pi \cdot D \right) \cdot \mu \quad (3.2)$$

Im Vergleich zu den aus der Literatur entnommenen Erkenntnissen (siehe Abschnitt 2) zeigt sich eine gute Übereinstimmung der gemessenen Widerstände. Staheli (2006) ermittelte Reibungskoeffizienten von 0,06 unter Ansatz der Erddruckabminderung durch Gewölbewirkung nach DWA ATV A 161 (2014), wobei die Autorin raue Rohroberflächen untersuchte. Die in den in situ-Versuchen ermittelten Reibungskoeffizienten unter Ansatz der Gewölbewirkung ergeben Werte von 0,05 bis 0,14. Demnach konnten gleiche Bandbreiten festgestellt werden. Die in Tab. 3-1 angegebenen Reibungskoeffizienten unter Ansatz einer linearen Spannungszunahme des Erddruckes werden als unrealistisch klein eingeschätzt. Daher scheint dieser Erddruckansatz die vorherrschenden Randbedingungen nicht hinreichend genau zu erfassen.

3.2.2 Ergebnisse der Deinstallations- und Reibkraftversuche

Aus dem grabenlos installierten Rohrstrang mit einem Nenndurchmesser von DN 200 (Außendurchmesser D_a 315 mm) wurde nach einer Gesamtliegedauer von rd. 1,5 Jahren ein ca. 9,1 m langes Teilstück der Fernwärmeleitung mittels eines hydraulischen Hubzylinders axial verschoben. Der schematische Aufbau ist in Abb. 3-5 dargestellt. Versuche in einem ähnlichen Aufbau an Gasleitungen (Honegger 1999) konnten bereits gute Ergebnisse liefern, wodurch dieser Versuchsaufbau als verlässlich angesehen wird (siehe 2.2.6)

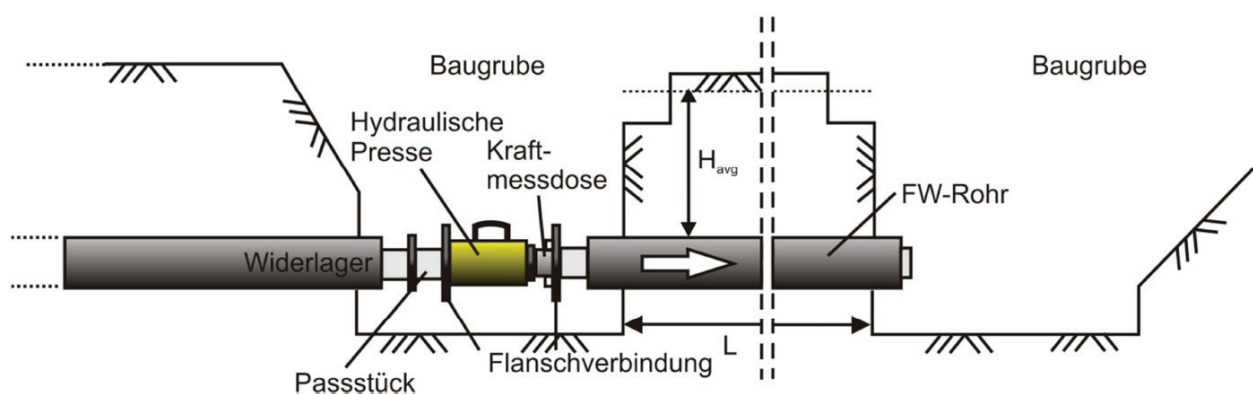


Abb. 3-5: Versuchsaufbau der Reibkraftversuche (Weidlich und Huther 2014)

Die Überdeckungshöhe H betrug dabei im Mittel 1,61 m (Strang IV) bzw. 1,24 m (Strang V). Das Ergebnis des in situ-Versuchs ist in Abb. 3-6 dargestellt. Hierbei ist zu beachten, dass insgesamt zwei Versuche durchgeführt und aufgezeichnet wurden (bezeichnet mit Strang IV bzw. Strang V). Die verzeichnete Reibkraft wurde anhand der verschiedenen Rohrlängen auf einen Meter Rohrlänge normiert.

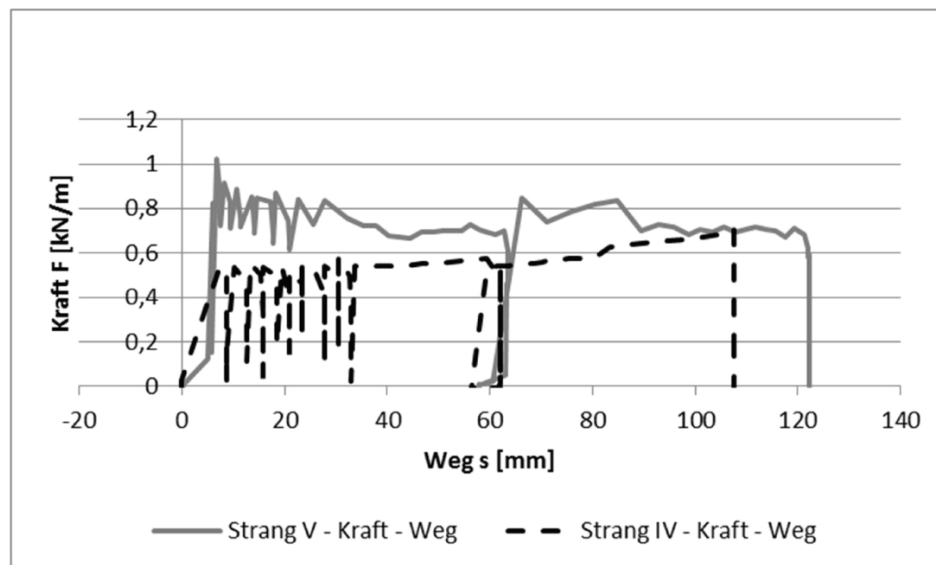


Abb. 3-6: Versuchsergebnis eines in situ-Versuchs auf einem Testfeld (AGFW 2016)

Das Ergebnis des Rohrstranges V weist einen für ein erdverlegtes Fernwärmerohr, welches axial verschoben wird, typischen Verlauf der Reibungswiderstände des Erdreiches auf. Zu Beginn der Verschiebung wird nach wenigen Millimetern Verschiebung ein Peak-Wert erreicht, welcher im Maximum bei ca. 1,0 kN/m liegt. Ein verzeichneter Peak-Wert des Reibungswiderstands ist typisch für Polyethylen / Erdstoff (dicht gelagert). Ein anschließender Abfall der gemessenen Reibungswiderstände auf einen residualen Wert von rd. 0,7 kN/m zeigt sich bei dem Versuchsergebnis ebenfalls. Ein konstanter Wert der Widerstände stellt sich nach rd. 40 mm Verschiebungsweg ein. Die starken Schwankungen der Reibungswiderstände im Verschiebungsbereich von ca. 10 mm bis 30 mm sind durch die unstetige Regelung des hydraulischen Vorschubs begründet. Dieser wurde in der ersten Versuchshälfte alternierend ein- und ausgeschaltet, um eine geringere Vorschubgeschwindigkeit zu erzielen. Die umhüllende Kurve der Maxima beschreibt demnach die realen Reibungswiderstände. Das Abfallen der Widerstände bei 60 mm Verschiebungsweg ist der Krafteinleitungsapparatur geschuldet. Ab diesem Verschiebungsweg musste ein Zwischenstück zwischen hydraulischer Presse und Rohrstrang eingelegt werden, um anschließend einen weiteren axialen Verschiebungsweg des maximalen Kolbenhubes von 60 mm aufzubringen. Somit ergibt sich bei den Feldversuchen ein maximal realisierter Gesamtverschiebungsweg von rd. 120 mm.

Vermutlich aufgrund von eventuell nicht genau axial ausgerichteter Krafteinleitung und weiteren Einflüssen auf das Versuchsergebnis, wie teilweises Einstürzen der Grabenflanken, weist das Ergebnis des Stranges IV einen deutlich von Strang V abweichenden Verlauf der gemessenen Reibkraft auf. Im ersten Kolbenhub des Hydraulikzylinders stellt sich, abhängig von dem diskontinuierlichen Vorschub, ein gleichbleibender Reibkraftverlauf ein. Dieser nimmt Werte um ca. 0,5 kN/m an. Im Verlauf des zweiten Kolbenhubes steigt die gemessene Reibungskraft leicht an auf ca. 0,7 kN/m . Diese Zunahme der Reibkraft könnte in den teilweise einstürzenden Bereichen des Bohrkanals begründet sein. Zudem sei an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass die eingebrachte Bohrspülung dieses Stranges eine nacherhärtende Bentonitsuspension war.

Bei Ansatz der Berechnungsgrundlage (3.1) der FW 401-10 (2020) unter Berücksichtigung der Erddruckabminderung durch Gewölbewirkung (siehe Gleichung (3.2)) ergibt sich aus den Ver-

suchen ein maximaler Reibungskoeffizient μ von 0,08 (Strang IV) bzw. 0,11 (Strang V). Es ist dabei zu beachten, dass ein vollflächiger Kontakt des Fernwärmerohres mit dem umgebenden Erdreich unterstellt wurde.

Nach dem Testbetrieb des Versuchsfeldes wurden die installierten Fernwärmeleitungen deinstalliert. Hierzu wurden die grabenlos verlegten Leitungen mit einer Seilwinde verbunden und herausgezogen. Dabei wurden an einzelnen Rohrsträngen die Auszugskraft sowie die Verschiebung aufgezeichnet. Die Ergebnisse sind in Abb. 3-7 dargestellt.

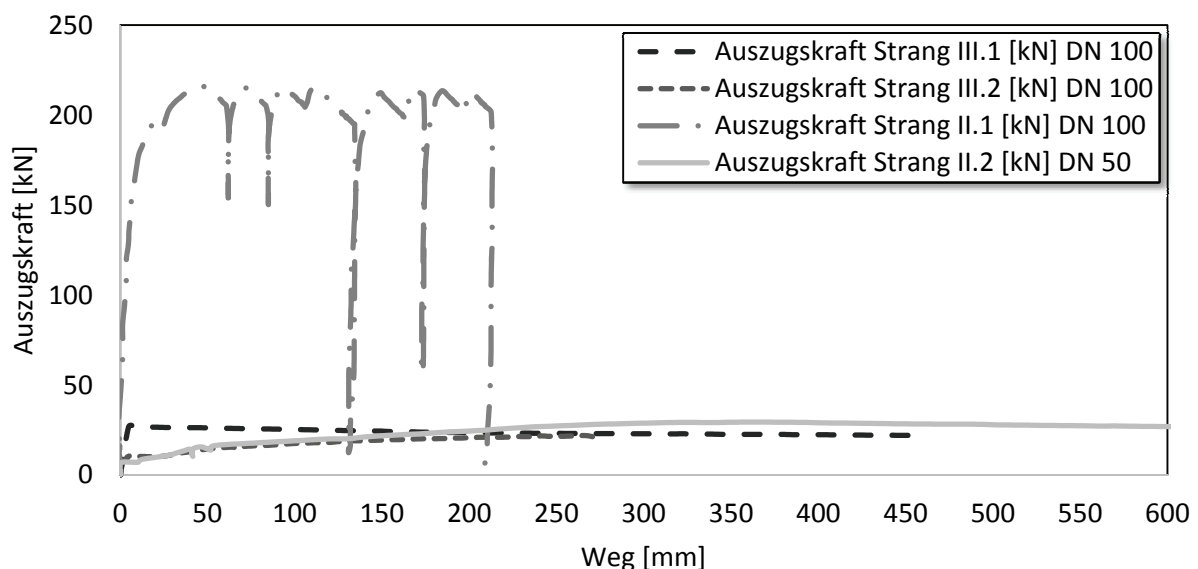


Abb. 3-7: Ergebnisse der Deinstallationsversuche

Die obige Abbildung zeigt die Auszugskraft innerhalb der ersten rd. 600 mm des jeweiligen Rohrstranges. Es ist deutlich zu erkennen, dass die erforderliche Zugkraft um die Rohrleitungen herauszuziehen bei drei der vier Stränge in einem sehr engen Wertebereich von rd. 22 bis 30 kN liegt. Lediglich der Rohrstrang II.1 stellt hier mit einer maximal verzeichneten Zugkraft von 215,9 kN einen Ausreißer dar. Videoaufzeichnungen, welche mit einer an dem Rohrende fixierten Kamera angefertigt wurden, zeigen bei diesem Strang einen eher ungleichmäßig ausgebildeten Bohrkanal. Dies könnte für die hohe verzeichnete Zugkraft verantwortlich sein.

Unter Anwendung der Berechnungsgrundlage (3.1) der FW 401-10 (2020) wurde der Reibungskoeffizient berechnet. Dieser ist zusammen mit den weiteren Angaben wie der Verlegetiefe, der Leitungslänge sowie des Rohrdurchmessers in Tab. 3-2 angegeben.

Tab. 3-2: Reibungskoeffizient Deinstallationsversuche

Rohrstrang	Leitungslänge L [m]	Verlegetiefe H [m]	Rohraußendurchmesser DA [mm]	gemessene max. Zugkraft F_z [kN]	Reibungskoeffizient (Linear) μ [-]	Reibungskoeffizient (Gewölbe) μ [-]
II.1	55	1,7	200	215,9	0,3	0,90
II.2	53	1,1	125	29,8	0,11	0,33
III.1	44	1,85	200	26,8	0,04	0,14
III.2	22	1,4	200	21,9	0,09	0,23

Unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen der einzelnen Rohrstränge konnte gezeigt werden, dass die Reibungskoeffizienten unter Ansatz der Gewölbewirkung (Berücksichtigung eines vollkommenen Rohrkontaktes) Werte von 0,33 (Strang II.2), 0,14 (Strang III.1) bzw. 0,23 (Strang III.2) ergeben. Die Auswertung des Stranges II.1 ergibt einen Reibungskoeffizienten μ von 0,90 und erscheint somit nicht repräsentativ für die Auswertung des Reibungskontaktes zu sein. Aus den vorgenannten Gründen scheint dies jedoch nachvollziehbar zu sein. Die Ermittlung der Reibungskoeffizienten aus den Deinstallationsversuchen weist somit tendenziell etwas größere Werte auf, als die an den Rohrsträngen IV und V durchgeführten Reibkraftversuche. Dies könnte in den vorgefundenen Hohlräumen der Leitungsabschnitte der Reibkraftversuche begründet sein.

Kameraaufnahmen während der Deinstallation konnten die zuvor bei Aufgrabungen festgestellten Hohlräume in der Leitungszone bestätigen. Die Abb. 3-8 zeigt exemplarisch eine Lichtbildaufnahme.



Abb. 3-8: Kameraaufnahme während der Deinstallation (Weidlich und Eichhorst 2015)

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich im First-Bereich der Leitung Hohlräume gebildet haben und der Rohr-Boden-Kontakt auf die Rohrkämpfer und die Rohrsohle verringert ist.

3.2.3 Ergebnisse der zyklischen Heizlastversuche

Über die bereits vorgestellten Reibkraftversuche an einzelnen Rohrsegmenten hinaus, wurden die in dem Versuchsfeld grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen mit einem zyklischen Heizbetrieb belastet. Die hierbei über eine mobile Heizstation maximal realisierte Vorlauftemperatur betrug 90°C. Die minimale Temperatur wurde zu 50 °C gewählt. Es wurden bis zu 90 Zyklen mit den angegebenen Temperaturbereichen gefahren. Die Fernwärmerohre mit dem Nenndurchmesser DN 50 bis DN 100 der Achsen II und III wurden an ihren Enden mit jeweils einem Betonwiderlager ausgestattet. Über eine zwischengeschaltete Kraftmessdose konnten die axialen Kräfte gemessen werden. Das jeweils andere Rohrende konnte sich frei ausdehnen. Diese freie axiale Rohrausdehnung wurde mittels eines Wegsensors verzeichnet. Zudem wurden die Temperaturen des Vor- und Rücklaufes gemessen, um die Temperaturlastkollektive exakt zu erfassen. Die Abb. 3-9 zeigt den Aufbau der zyklischen Heizlastversuche.

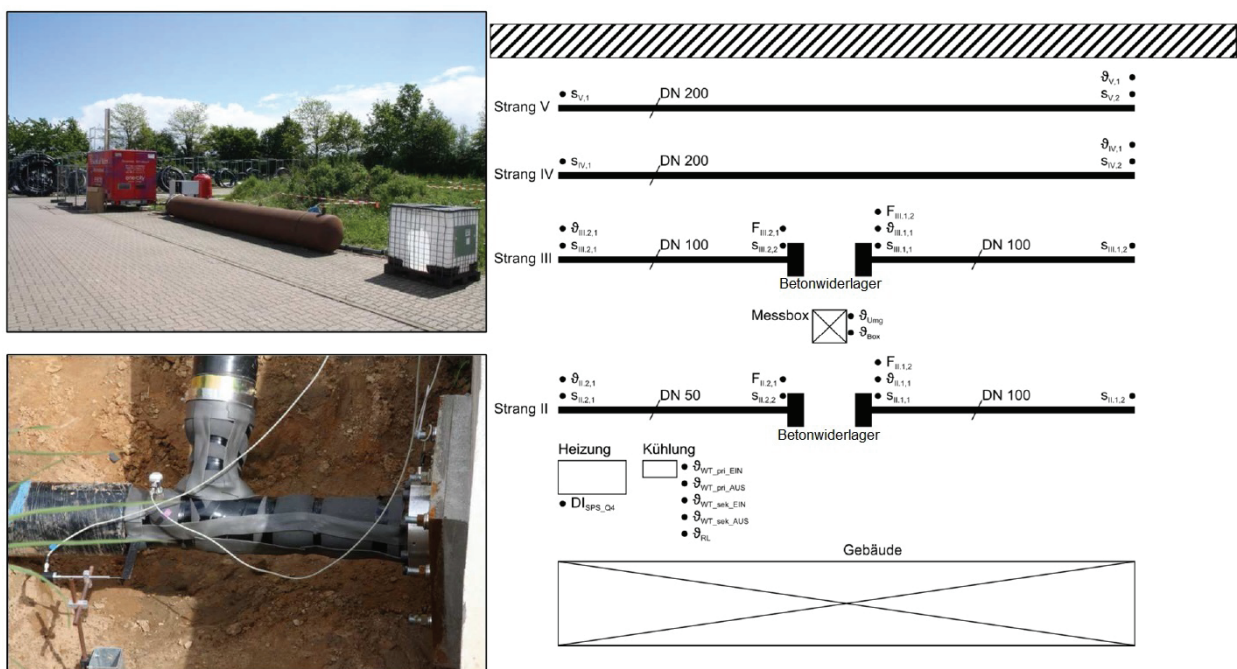


Abb. 3-9: Aufbau der zyklischen Heizlastversuche (AGFW 2016)

Mit den auf diese Weise gewonnenen Daten der in situ-Versuche wurden anschließend Nachrechnungen der Rohrbeanspruchung mit der am Institut für Geotechnik entwickelten Simulationssoftware IGtH-HEAT durchgeführt. Das Rechenprogramm beruht auf der Finiten-Element-Methode (FEM) und arbeitet mit einem Federprinzip der anzusetzenden Widerstände. Daraus konnten die realen Reibkräfte am Rohr ermittelt werden. Es wurde aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse im Feld (Hohlräume in der Leitungszone) die Reibkraftzunahme infolge radialer Aufweitung vernachlässigt. Zudem wurde von einem idealisierten geradlinigen Verlauf der verlegten Fernwärmeleitung ausgegangen. Die Verlegung von Fernwärmeleitungen mit dem HDD-Verfahren bedingt jedoch in den Ein- und Austrittsbereichen eine Krümmung der Rohrleitung. Es wurden bei den in situ-Versuchen die Fernwärmeleitungen in annähernd gleicher Überdeckungstiefe an den Rohrenden gekappt und somit das letzte stark gekrümmte Teilstück verworfen, welches bis zur Geländeoberkante reicht.

Das generelle Tragverhalten einer erdverlegten Fernwärmeleitung unter Erwärmung ist in Abb. 3-10 dargestellt. Die thermisch induzierte Ausdehnung des Rohres führt zu einer axialen Ver-

schiebung des Rohres. Die Dehnung ist jedoch nicht über die gesamte Leitungslänge konstant. Im Anfangsbereich der Leitung (Haftbereich) werden die thermischen Dehnungen durch die auftretenden Reibungskräfte kompensiert, so dass das Rohr keine Verschiebung erfährt. Im anschließenden Gleitbereich führen die induzierten thermischen Ausdehnungen zu einem Überschreiten der Reibungskräfte und es tritt eine Verschiebung des Rohres auf. Die sich einstellenden Reibungskräfte führen innerhalb des Rohrquerschnittes zu Normalkräften, welche sich über die Leitungslänge aufsummieren. Die maximale Normalkraft am Widerlager wurde in den Heizlastversuchen über eine an einem Widerlager fixierte Kraftmessdose ebenso wie die axiale Verschiebung des freien Rohrendes aufgezeichnet.

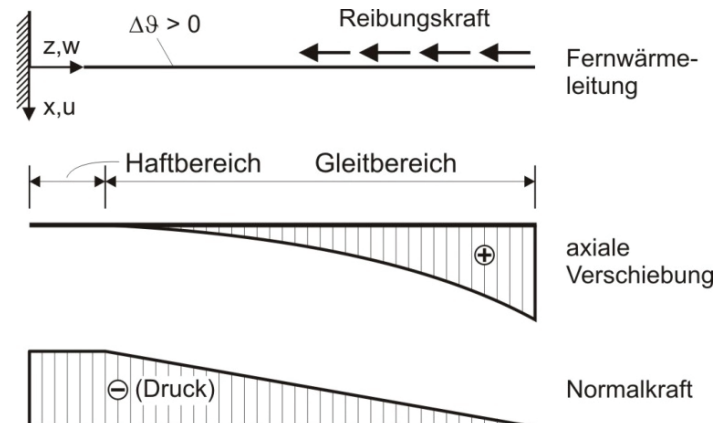


Abb. 3-10: Schematische Darstellung des statischen Systems

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die jeweiligen aufgezeichneten Widerlagerkräfte und Verschiebungen der Heizlastversuche. In Abb. 3-11 ist die gemessene Kraft am Widerlager des Rohrstranges II.2 über der Zeit abgebildet. Der Rohrstrang II.2 wurde in Form eines KMR-Rohres des Nenndurchmessers DN 50 gewählt. Die Verlegelänge betrug rd. 53 m bei einer mittleren Überdeckungshöhe von rd. 1,1 m.

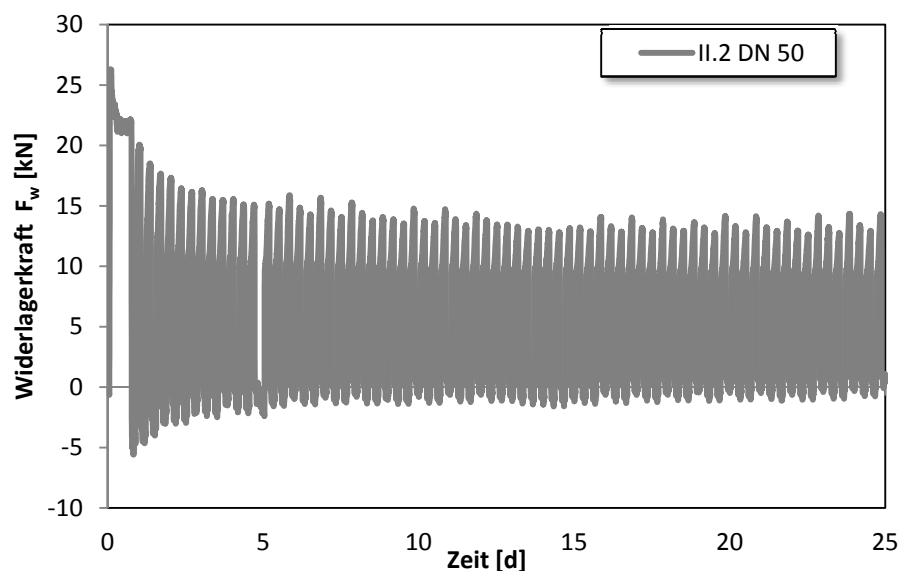


Abb. 3-11: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.2 (DN 50) über der Zeit

Der Verlauf der gemessenen Kraft am Widerlager des Fernwärmerohres folgt der beaufschlagten Heizkurve. Im ersten Heizzyklus wurde eine maximale Kraft von 26,3 kN gemessen. An-

schließlich nehmen die maximalen Kräfte am Widerlager mit jedem weiteren Lastwechsel ab, bis sie ein konstantes Niveau erreichen. Nach dem ersten Heizzyklus stellt sich jedoch der größte Abfall der gemessenen axialen Kräfte ein. Dieses Verhalten konnte zudem in zyklischen CNL-Versuchen (siehe Abschnitt 6.3.1) als auch in den durchgeführten Modellversuchen (siehe Abschnitt 5.2.3) beobachtet werden. In Abb. 3-12 ist die gemessene Kraft am Widerlager über dem verzeichneten Verschiebungsweg des freien Rohrendes aufgetragen.

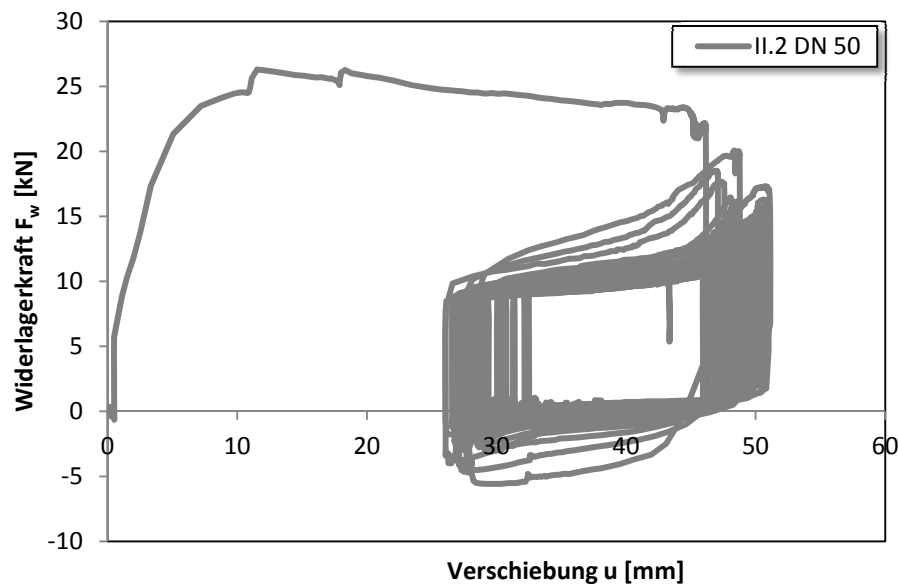


Abb. 3-12: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.2 über dem Verschiebungsweg (DN 50)

Der Verlauf der axial gemessenen Kraft am Widerlager im ersten Lastzyklus entspricht einem typischen Verlauf einer Reibungsspannung einer erdverlegten Fernwärmeleitung. In den ersten 10 bis 20 mm wird ein Maximum der Reibungswiderstände verzeichnet. Anschließend stellt sich mit größerem Verschiebungsweg ein residualer Wert ein. Im Maximum wurde eine Ausdehnung von rd. 46 mm in der ersten Belastung verzeichnet. Die Betrachtung der anschließenden Lastzyklen zeigt typische Hystereseschleifen der verzeichneten axialen Reibungskraft, wobei bedingt durch das Temperaturlastkollektiv (50°C bis 90°C) keine vollständige Rückstellung der Leitung auf den Ursprungszustand stattfand. Darüber hinaus konnte festgehalten werden, dass die Leitung „wandert“. Dieses Phänomen, der sogenannte „Regenwurmeffekt“ ist in der Literatur bekannt. Nach POTTS und ZDRAVKOVIC (2001) ist dies das Resultat aus einem zyklisch bedingten stufenweisen Überschreiten der maximal mobilisierbaren Reibungskraft und dem richtungsabhängigen Erwärmen der Fernwärmeleitungen. Jedoch ist festzuhalten, dass dieses Phänomen lediglich am freien Rohrende festgestellt wurde. Das mit dem Betonwiderlager verbundene Rohrende ist als unverschieblich in diesem Versuchsaufbau anzusehen. Daher konnte mit den Versuchen lediglich die Tendenz zu dem „Regenwurmeffekt“ gezeigt werden.

Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass die maximalen Widerstände beim „Anfahren“ der maximalen Temperatur im ersten Lastzyklus auftreten, anschließend von Zyklus zu Zyklus abnehmen und einen residualen Wert von 13,2 kN erreichen. Die festgestellten Kräfte beim „Abfahren“ der Temperatur waren alle betragsmäßig deutlich unter denen beim „Anfahren“ der Temperatur.

Anhand der aufgezeichneten Widerlagerkräfte und Verschiebungen des freien Rohrendes wurde wie zuvor beschrieben die Simulation des Rohrstranges mit dem FE-Programm IGtH-HEAT

vorgenommen. Über die Anpassung der Federkennlinie mit den Parametern w_g (Grenzverschiebung) und A_x , mit dem die Nichtlinearität der Federkennlinie ($F_r - u$) gesteuert wird sowie des Reibungskoeffizienten wurde die gemessene Widerlagerkraft über der aufgezeichneten Verschiebung des freien Rohrendes mit dem FE-Modell nachgefahren. Die Abb. 3-13 verdeutlicht das Prinzip der Parameteranpassung der Federkennlinie.

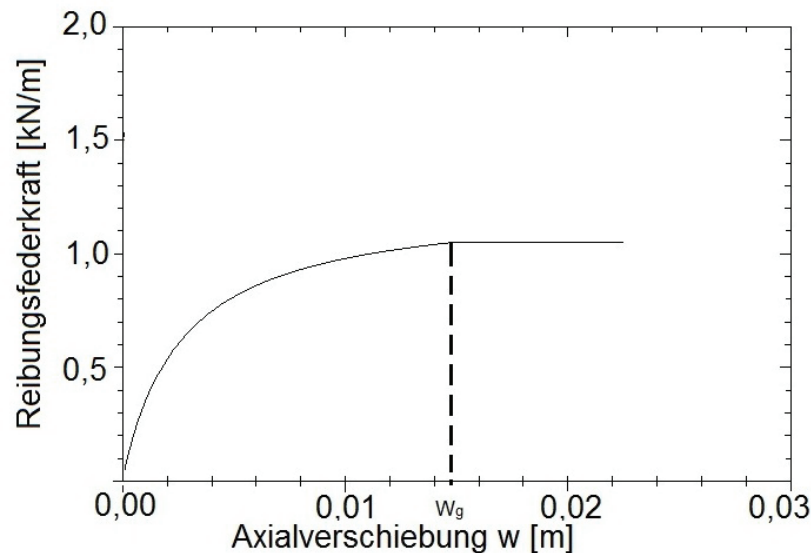


Abb. 3-13: Verlauf einer Federkennlinie in IGtH-HEAT

In der obigen Abbildung ist eine Federkennlinie mit der Grenzverschiebung w_g von 15 mm sowie dem Parameter $A_x=0,15$ abgebildet. Unter geringer Zunahme der axialen Verschiebung steigt die Reibungskraft überproportional an und erreicht anschließend nach einer nichtlinearen Abflachung das Maximum bei der Grenzverschiebung.

Die Abb. 3-14 zeigt das Ergebnis der Simulation für den ersten Lastzyklus sowie den 20. Lastzyklus.

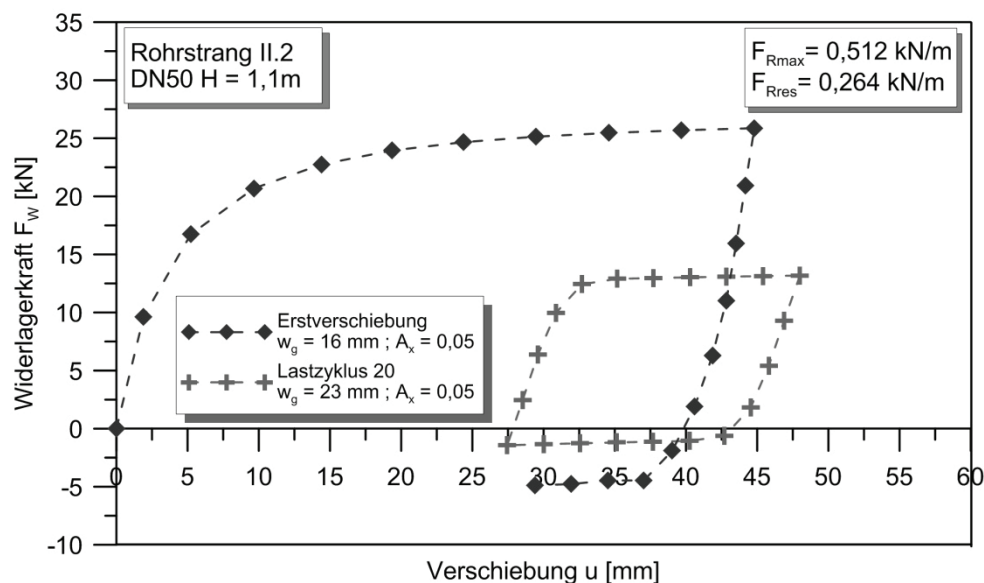


Abb. 3-14: Simulation Rohrstrang II.2 - Widerlagerkraft über Verschiebung

Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den aufgezeichneten Größen aus Abb. 3-12. Anschließend konnte die maximale Reibungskraft und die residuale Reibungskraft im 20. Lastzyklus

lus aus den Simulationsergebnissen abgeleitet werden. Es wurde eine maximale Reibungskraft F_{Rmax} von 0,512 kN/m sowie eine residuale Reibungskraft F_{Rres} von 0,264 kN/m ermittelt. Dementsprechend ergibt sich ein Degradationsfaktor D_f von rd. 0,5.

Die simulierte axiale Verschiebung im ersten Lastzyklus liegt mit 44,80 mm unterhalb der Verschiebung im in situ-Versuch (46,17 mm). Im 20. Heizzyklus wurde mit 48,00 mm ebenfalls eine etwas geringere Verschiebung als im Feldversuch (50,18 mm) ermittelt. Abweichungen in dieser Größenordnung werden jedoch als hinnehmbar angesehen, da im Feldversuch weitere Einflüsse wie die Krümmung der Rohrachse, Varianz der Bodenparameter Wichte, Wassergehalt, Lagerungsdichte nicht exakt erfasst werden konnten und somit zu Differenzen führen können.

Die Analyse der Reibungskraft über dem Verschiebungsweg zeigt, dass die maximale Reibungskraft im ersten Lastzyklus ab rd. 21,7 m Leitungslänge aktiviert wurde (siehe Abb. 3-15).

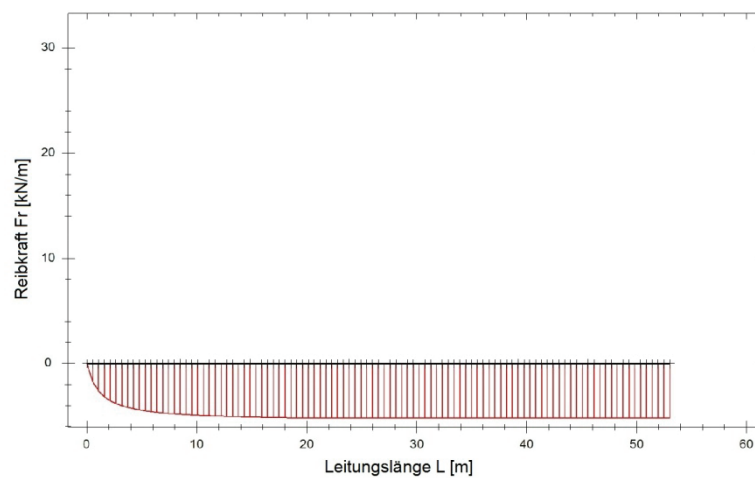


Abb. 3-15: Simulation Rohrstrang II.2 - Reibungskraft über Verschiebung

Analog zu diesem Vorgehen werden nachfolgend die Ergebnisse der weiteren untersuchten Rohrstränge vorgestellt. Dabei ist zu beachten, dass die weiteren Rohrstränge alle den Rohrdurchmesser DN 100 aufweisen.

Die Verlegelänge des Rohrstranges II.1 betrug rd. 55 m bei einer Überdeckungshöhe von im Mittel rd. 1,7 m.

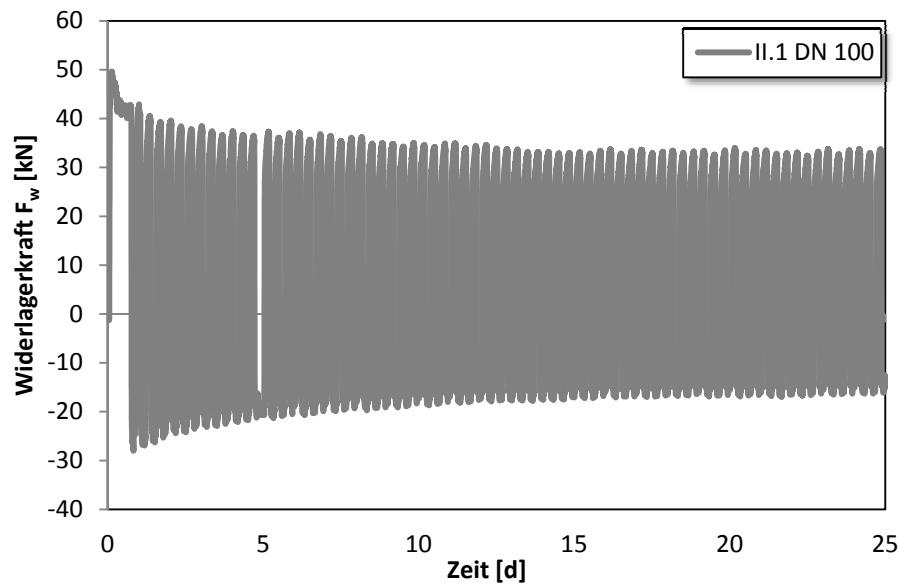


Abb. 3-16: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.1 (DN 100) über der Zeit

Die gemessenen Kräfte am Widerlager von Strang II.1 liegen im ersten Lastzyklus bei 49,6 kN (siehe Abb. 3-16). Analog zu dem Verhalten der FW-Leitung des Stranges II.2 tritt anschließend eine Abnahme der Kräfte ein. Auch hier wird der stärkste Abfall nach der ersten Richtungs- umkehr festgestellt. Ein residualer Wert der Kräfte am Widerlager stellt sich bei 33,6 kN ein.

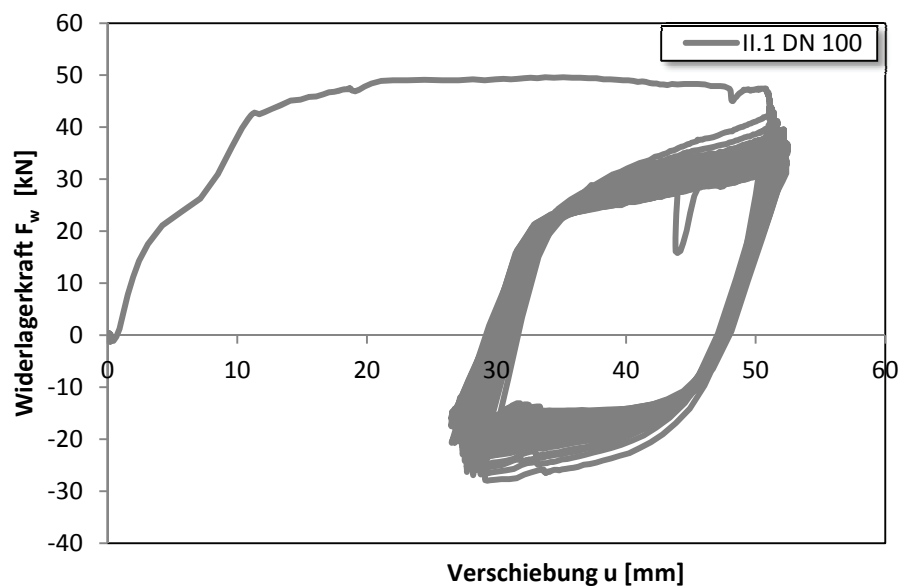


Abb. 3-17: Gemessene Kraft am Widerlager Strang II.1 über dem Verschiebungsweg (DN 100)

In der obigen Abb. 3-17 ist der Verlauf der Kraft am Widerlager des Rohrstranges II.1 über dem Verschiebungsweg des freien Rohrendes dargestellt. Es lässt sich ein Ansteigen der gemessenen Kraft auf einen annähernd konstanten Wert von rd. 49,6 kN erkennen. Ein ausgeprägter Peak-Wert ist nicht vorhanden, was beispielsweise auf eine geringere Dichte zurückzuführen sein könnte. Ein „Wandern“ der Leitung, wie bei Strang II.2 konnte nicht beobachtet werden. Die maximale Verschiebung des freien Rohrendes beträgt rd. 52 mm. Im Vergleich zum Rohrstrang II.2 zeigen die gemessenen Widerlagerkräfte eine etwas abweichende Charakteristik. Innerhalb der Hystereseschleifen verlaufen der Abfall bzw. Wiederanstieg der gemessenen

Kräfte etwas kontinuierlicher. Dies wurde bei der anschließenden Simulation mit dem FE-Programm berücksichtigt. Das Ergebnis der FE-Simulation zum Rohrstrang II.1 ist in Abb. 3-18 dargestellt.

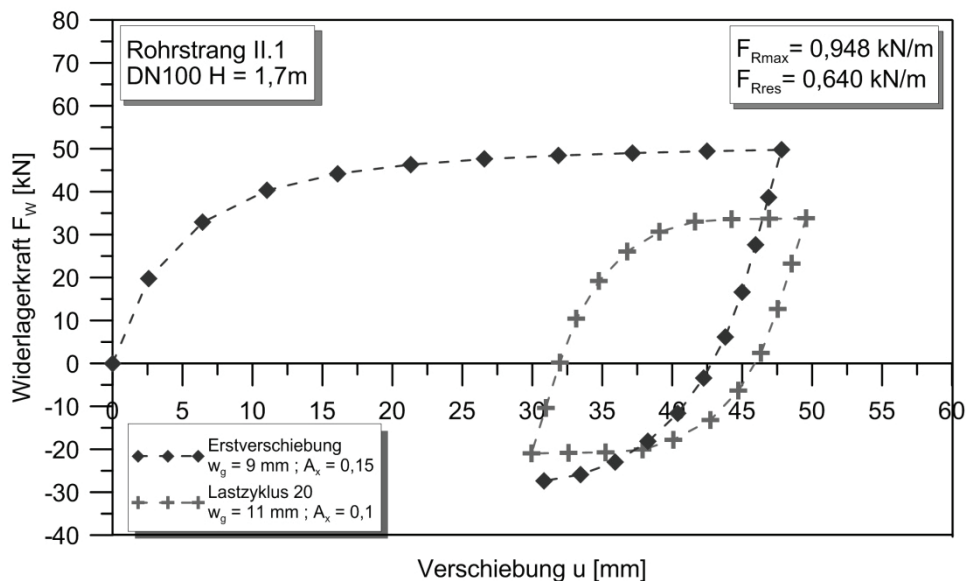


Abb. 3-18: Simulation Rohrstrang II.1 - Widerlagerkraft über Verschiebung

Aus der FE-Analyse konnte die maximale Reibungskraft F_{Rmax} von 0,948 kN/m ermittelt werden. Die residuale Reibungskraft F_{Rres} beträgt im 20. Zyklus 0,640 kN/m, was einem Degradationsfaktor D_f von rd. 0,68 entspricht. Bei der Nachrechnung des in-situ-Versuchs konnte zudem eine Zunahme der axialen Verschiebung des freien Rohrendes nach dem letzten Lastzyklus im Vergleich zur Verschiebung im ersten Lastzyklus bestätigt werden. Tendenziell liegen die axialen Verschiebungen der FE-Simulation geringfügig unterhalb des in situ-Versuchsergebnisses. Eine Ursache hierfür konnte nicht eindeutig festgestellt werden.

Weiterhin wurde der Rohrstrang III.1 analog zu den beiden oben aufgeführten Rohrsträngen mit der gleichen Messtechnik ausgerüstet. Die Verlegelänge betrug rd. 53 m bei einer Überlagerungshöhe von i.M. $H = 1,85 \text{ m}$. Die Abb. 3-19 zeigt die aufgezeichneten Kräfte am Widerlager des Rohrstranges.

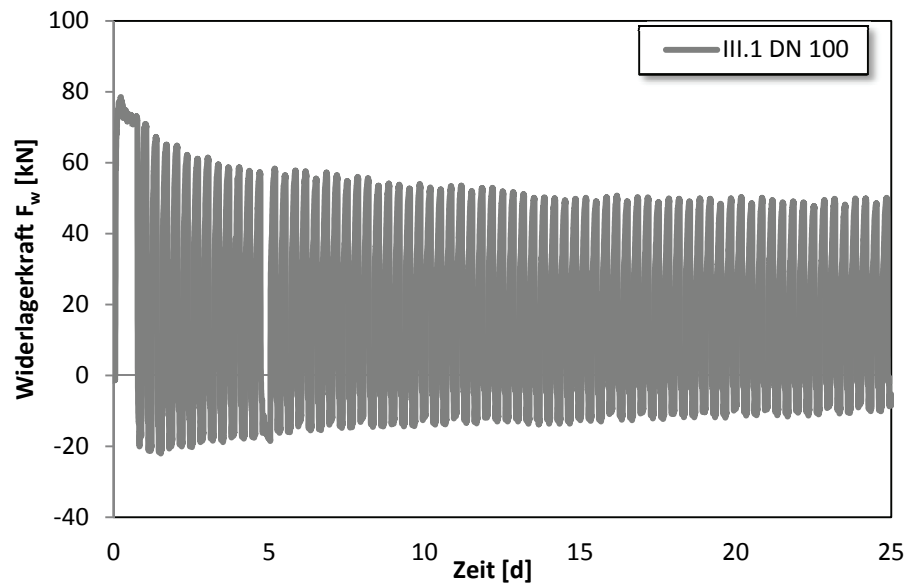


Abb. 3-19: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.1 (DN 100) über der Zeit

Dieses Ergebnis zeigt deutliche Übereinstimmungen mit den Ergebnissen der zuvor beschriebenen Rohrstränge. Im ersten Lastzyklus wurden die größten Kräfte am Widerlager mit 78,5 kN gemessen und verringern sich mit steigender Zyklenzahl auf einen residualen Wert von 47,9 kN.

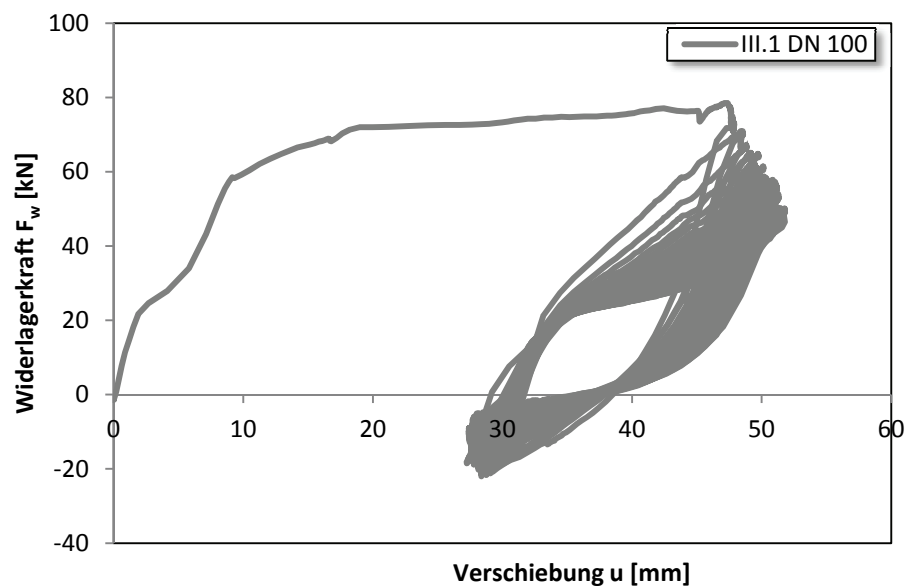


Abb. 3-20: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.1 über dem Verschiebungsweg (DN 100)

In der obigen Abb. 3-20 ist die gemessene Widerlagerkraft über der aufgezeichneten Verschiebung des freien Rohrendes dargestellt. Im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen Rohrsträngen sind bei diesem Rohrstrang deutlich flachere Hystereseschleifen erkennbar. Dementsprechend wurde bei der Simulation des Rohrstranges die Federkennlinie angepasst.

Das Ergebnis der FE-Simulation dieses Rohrstranges zeigt Abb. 3-21. Im Unterschied zu den vorangegangenen Rohrsträngen wurde an diesem Rohrstrang mit F_{Rmax} von 1,612 kN/m eine deutlich größere Reibungskraft ermittelt. Die zyklisch bedingte Degradation der Reibungskraft

führt auf einen Wert F_{Res} von 1,080 kN/m im 20. Zyklus und entspricht einem Degradationsfaktor D_f von 0,67. Dies entspricht annähernd dem Degradationsfaktor des Rohrstranges II.1.

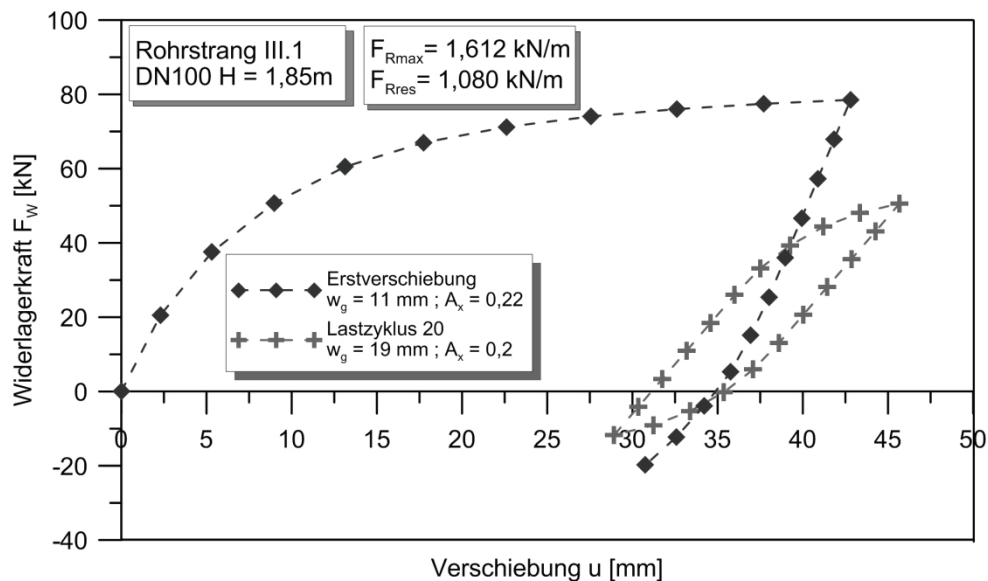


Abb. 3-21: Simulation Rohrstrang III.1 - Widerlagerkraft über Verschiebung

Zudem kann festgehalten werden, dass die Charakteristik der simulierten Reibungsfedern in den Hystereseschleifen deutlich flacher verläuft. Es zeigt sich eine stärker ausgeprägte Neigung zur proportionalen Zunahme der Reibungskraft mit steigendem Verschiebungsweg.

Der vierte heizlastbeaufschlagte Rohrstrang wurde analog zu Strang III.1 als DN 100 Fernwärmeleitung realisiert und liegt in der gleichen Bauachse wie jener Rohrstrang. Es wurde hierbei die gleiche Verlegelänge gewählt. Abweichend von dem Rohrstrang III.1 weist der Rohrstrang III.2 eine etwas geringere Überlagerungshöhe auf und beträgt i.M. $H = 1,4$ m. In Abb. 3-22 ist der Verlauf der gemessenen Widerlagerkraft abgebildet.

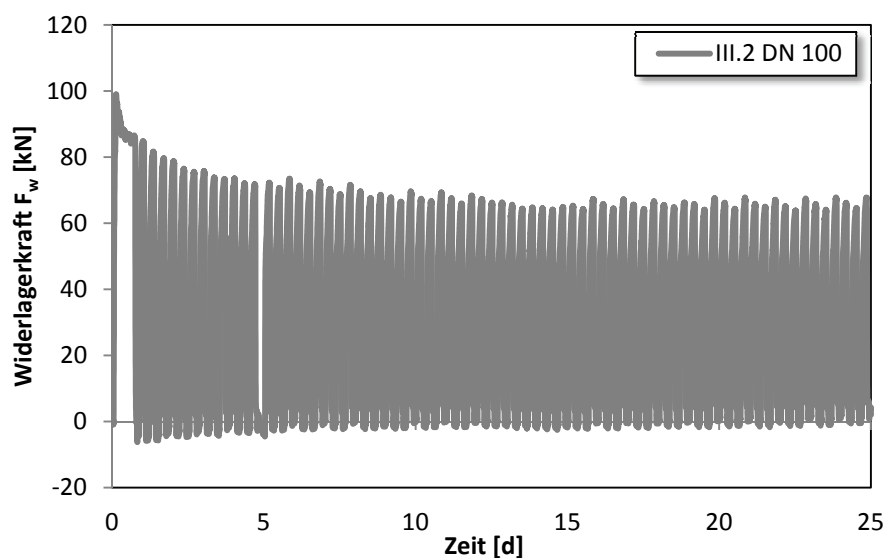


Abb. 3-22: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.2 (DN 100) über der Zeit

Am Rohrstrang III.2 wurden die größten Widerlagerkräfte aufgezeichnet. Bei der Erstverschiebung wurden 99,0 kN festgestellt, welche auf einen residualen Wert von 64,4 kN abfallen.

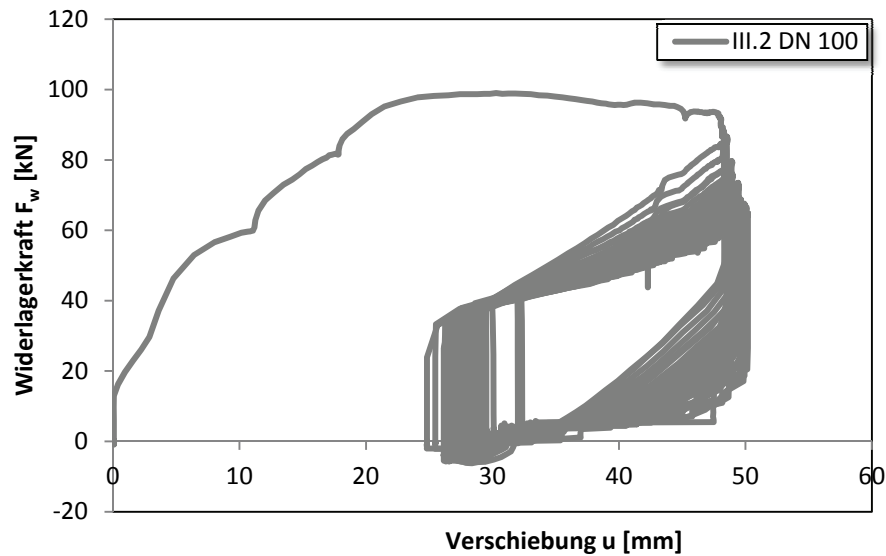


Abb. 3-23: Gemessene Kraft am Widerlager Strang III.2 über dem Verschiebungsweg (DN 100)

In der Abb. 3-23 ist die gemessene Widerlagerkraft über der axialen Ausdehnung des freien Rohrendes dargestellt. Es zeigt sich bei der jeweiligen Lastumkehrung ein starker Abfall der gemessenen Widerlagerkraft. Dieser Verlauf weist deutliche Gemeinsamkeiten mit den aufgezeichneten Widerständen des Rohrstranges II.1 auf. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurde die Simulation mit IGtH-HEAT durchgeführt. Das Ergebnis der Simulation zeigt Abb. 3-24.

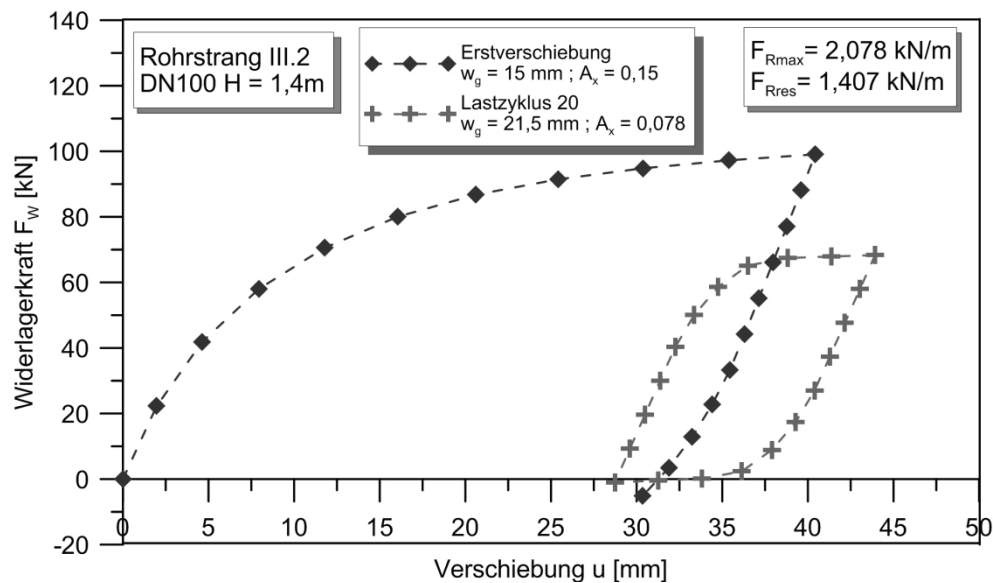


Abb. 3-24: Simulation Rohrstrang III.2 - Widerlagerkraft über Verschiebung

Im ersten Lastzyklus wurde eine maximale Reibungskraft F_{Rmax} von 2,078 kN/m und im 20. Lastzyklus eine residuale Reibungskraft F_{Rres} von 1,407 kN/m festgestellt. Demnach wurde an diesem Rohrstrang ein Degradationsfaktor D_f von 0,68 ermittelt. Aufgrund der deutlichen Abnahme der Reibungskraft stellt sich eine dementsprechend größere Verschiebung des freien Rohrendes ein.

Die ermittelten Degradationsfaktoren infolge der zyklischen Heizlast weisen demnach eine Streubreite von $D_f = 0,5 \div 0,68$ auf und decken sich mit Erkenntnissen aus der Literatur (Weidlich

2008). Darüber hinaus kann festgehalten werden, dass die Rohrstränge mit einer Fernwärmeleitung DN 100 nahezu identische Degradationsfaktoren von 0,67 bis 0,68 aufweisen.

Aus den FE-Simulationsergebnissen von IGtH-HEAT konnte gezeigt werden, dass der rückgerechnete Reibungsbeiwert, bei Betrachtung eines vollkommenen Kontaktes des Rohres mit dem umgebenden Erdreich unter Ansatz einer linearen Erddruckverteilung zwischen 0,07 und 0,185 variiert, siehe Tab. 3-3. Zudem stellt sich aufgrund der sehr geringen Reibungskräfte ein nur sehr kleiner Haftbereich innerhalb des ersten Leitungsmeters ein.

Tab. 3-3 Ermittelte Reibungskoeffizienten aus zyklischen Heizlastversuchen

Rohrstrang	Leitungslänge L [m]	Verlegetiefe H [m]	Rohrdurchmesser DN [mm]	Rohraußendurchmesser DA [mm]	gemessene max. Reibungskraft F_{Rmax} [kN/m]	Reibungskoeffizient unter Ansatz einer linearen Erddruckverteilung μ [-]	Reibungskoeffizient unter Ansatz der Gewölbewirkung μ [-]
II.1	55	1,7	100	200	0,948	0,070	0,231
II.2	53	1,1	50	125	0,512	0,094	0,318
III.1	53	1,85	100	200	1,612	0,111	0,391
III.2	53	1,4	100	200	2,078	0,185	0,514

Die Erkenntnisse der Deinstallationsversuche (siehe Abschnitt 3.2.2) ließen darauf schließen, dass ein linearer Erddruckansatz die realen Randbedingungen nicht hinreichend genau wiedergibt. Daher wurde in weiteren Kalkulationen die Gewölbewirkung angesetzt. Es ergeben sich daraus Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,231 \div 0,514$.

Demnach wurden große Streuungen des anzusetzenden Reibungskoeffizienten zwischen einer grabenlos verlegten Fernwärmeleitung und dem umgebenden Erdreich aus der Nachrechnung der gemessenen Reibungskräfte der zyklischen Heizlastversuche ermittelt. Unterschiedlich ausgebildete Rohrkontaktzonen könnten hierfür ausschlaggebend sein.

3.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die durchgeführten in situ-Versuche zeigen folgende grundlegenden Erkenntnisse von grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen auf:

- Die Grenzfläche am Rohr wird durch das HDD-Verfahren beeinflusst, so dass sich bentonitsuspensionsgesättigte Erdstoffe bzw. ein Bentonitfilterkuchen ausbilden.
- Die Schichtstärke des abgelagerten Ringraummaterials beträgt 50 bis 100 % des rechnerisch vorhandenen Ringraumes.
- Die axialen Reibungskräfte der grabenlos verlegten Fernwärmeleitung sind deutlich niedriger als bei der Verlegung im „offenen Graben“.
- Unter Verwendung des Erddruckansatzes mit Gewölbewirkung nach ATV A 161 (2014) wurden Reibungskoeffizienten rechnerisch ermittelt.
 - ▣ Reibkraft- und Deinstallationsversuche: $\mu = 0,08 \div 0,33$
 - ▣ Zyklische Heizlastversuche: $\mu = 0,231 \div 0,514$

- Zyklische Heizlastversuche zeigten eine Degradation der sich einstellenden Reibungswiderstände ($D_f = 0,5 \div 0,68$).
- In der Rohrleitungszone treten Hohlräume auf, die die Kontaktfläche zwischen Fernwärmeleitung und umgebendem Erdreich verringern.

4 Konzeption der experimentellen Untersuchungen

4.1 Lösungsweg zur Gewinnung weiterer Erkenntnisse

Auf Grundlage der durchgeführten in situ-Versuche und der daraus gewonnenen Ergebnisse wurden weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Diese Untersuchungen sollen Gründe für die Beobachtungen der in situ-Versuche liefern. Auf der Grundlage aller Versuchsergebnisse sollen anschließend Berechnungsansätze zur Erfassung der axialen Reibungskräfte an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen aufgestellt werden.

Mit den weiteren Untersuchungen sollten Einflüsse auf das Interaktionsverhalten durch den umgebenden Boden bzw. durch weitere Parameter wie der Überdeckungshöhe untersucht werden. Hierzu wurden experimentelle Untersuchungen in einem eigens konzipierten Modellversuchsstand durchgeführt.

Als zweite experimentelle Methode wurden zyklische Scherversuche mit den entsprechenden Reibpartnern in einem modifizierten Scherversuchsstand nach DIN 18137-3 gewählt (siehe Abschnitt 6). Aus den Ergebnissen dieser Versuche soll das mechanische Reibungsverhalten der beim HDD-Verfahren entstehenden Reibpartner-Konstellationen genauer beurteilt werden können.

Des Weiteren wurden diverse bodenmechanische Versuche, wie Versuche zur Charakterisierung der untersuchten Materialien, Versuche zum Eindringverhalten der Suspension in das Erdreich und eine Untersuchung der Langzeitreibungseigenschaften durchgeführt.

In Ergänzung zu den zyklischen CNL-Versuchen wurden Kraftgesteuerte Zeitstandversuche durchgeführt, um zu überprüfen ob die Bentonitsuspension größere Kriechverformungen hervorruft und ob sich der Reibungskoeffizient unter Erweiterung der Belastungszeit verändert.

4.2 Konzeption und Materialien des Modellversuchsstands

Aus den vorangegangenen Abschnitten ist ersichtlich, dass die Kenntnis über das Reibungsverhalten unentbehrlich ist für die betriebssichere Auslegung von grabenlos installierten Fernwärmeleitungen. Daher wurden ausgehend von den Erkenntnissen der durchgeführten in situ-Versuche experimentelle Untersuchungen des Reibungsverhaltens von grabenlos installierten Fernwärmeleitungen durchgeführt.

Wie bereits erläutert, wurden in einem eigens entwickelten Versuchsstand KMR-Fernwärmerohre grabenlos in einem Sand installiert und anschließend axial zyklisch verschoben. Bei der Installation des Rohres wurde das HDD-Verfahren, unter Verwendung von Bentonitsuspension als Stütz- und Gleitmittel simuliert. Nähere Angaben zum Versuchsstand sind in Abschnitt 5.1 erläutert.

Um Einflüsse der Randbedingungen eines grabenlos verlegten Rohres abbilden zu können, wurden verschiedene Versuchsserien durchgeführt, bei denen die Rohrüberdeckungshöhe, Erdstoffdichte und der Rohrdurchmesser variiert wurden. Aus den Ergebnissen konnten maßgebliche Einflüsse anschließend isoliert werden.

4.3 Verwendete Materialien

In den Versuchen wurden folgende Komponenten eingesetzt:

- Fernwärmerohr
- Erdstoff
- Pilotrohr
- Bohrspülung

Für die Untersuchung der genannten Thematik ist es erforderlich, alle eingesetzten Materialien in Bezug auf Ihre relevanten mechanischen Eigenschaften genauestens zu charakterisieren. Daher widmen sich die folgenden Abschnitte der Arbeit dieser Thematik.

4.3.1 Fernwärmerohr

Für die experimentellen Untersuchungen kommen Fernwärmerohre der Firma Brugg Rohrsystem AG zum Einsatz. Bei den Rohren handelt es sich um Kunststoffmantelrohre der Serie PREMANT in der Dämmstärke UNO. Diese Rohre bestehen, wie in Abschnitt 2.1.1 beschrieben, aus den drei Komponenten Stahlmediumrohr, Dämmschicht, PE-Außenrohr. Für die Untersuchungen wurden Rohre der Nennweite DN 25 sowie DN 40 gewählt.

Das Innenrohr ist als Edelstahlrohr ausgeführt und besitzt somit einen entsprechend hohen Widerstand gegen chemische Angriffe aus dem Medium. Die Polyurethanschaumdämmung (PUR-Schaum) wird aus den drei Komponenten Polyol, Isocyanat und Cyclopentan hergestellt. Nach der Aufbereitung und Einbringung des PUR-Schaumes weist die Dämmschicht eine Druckfestigkeit $\geq 0,3$ MPa auf. Diese Eigenschaft wird herstellerseitig nach der Prüfnorm EN 253 (2015) überprüft.

Das Außenrohr besteht aus einem ca. 3 mm starken PE-HD (Polyethylen high Density) Mantelrohr. Dieser Werkstoff wurde ebenfalls für die Rahmenscherversuche in Plattenform eingesetzt. Für diese Reibungsversuche sind in Tab. 4-1 weitere Parameter angegeben, welche in Bezug auf die auftretenden Schubbeanspruchungen im Versuch relevant sind.

Tab. 4-1: Technische Daten des PE-HD Werkstoffes

Parameter	Regelwerk der Prüfung	Wert	Einheit
Dicke	DIN EN ISO 1849-2	2,5	mm
Dichte	DIN EN ISO 1183-1	0,94	g/cm ³
Streckspannung	DIN EN ISO 527-3	15	MPa
Bruchspannung		30	MPa

Die PE-HD Platten wurden zur Verwendung in den einzelnen Versuchsgeräten mechanisch zugeschnitten und unterlagen weder längeren Belastungen aus UV-Strahlungen noch weiteren Einflüssen aus z.B. wechselnder Temperatur. Die Oberfläche ist visuell als „glatt“ zu beurteilen.

Zur Verwendung der Fernwärmerohre im Versuchsstand ist anzumerken, dass die Rohre sowohl auf dem Transportweg vom Produktionsstandort zum Einsatzort, als auch bei der Installation, bspw. auf dem Baufeld gewissen undefinierten mechanischen Belastungen unterliegen, welche mitunter zu geringfügigen Beschädigungen der ideal glatten Rohroberfläche führen können. Solche geringen Beschädigungen wurden auch auf den eingesetzten Fernwärmerohren festgestellt, werden jedoch nicht weiter betrachtet, weil sie zu den üblichen Einflüssen des Bauverfahrens als unabdingbar bzw. hinnehmbar angesehen werden.

4.3.2 Erdstoff

In dieser Forschungsarbeit ist ein Mittelsand verwendet worden. Es handelt sich hierbei um einen Quarzsand mit runder Kornform. Der Sand mit der Handelsbezeichnung S30 kann im freien Handel bezogen werden und steht in ausreichenden Mengen zur Verfügung. Die Herstellung des Materials ist güteüberwacht und der Sand weist somit eine gleichbleibende Qualität auf. In Bezug auf die Wiederverwendbarkeit von solchen Sanden hat Weidlich (2008) bereits festgestellt, dass auch bei größerer Verdichtungsenergie durch z.B. Stampfer keine mechanische Veränderung der einzelnen Sandkörner eintritt und somit eine Wiederverwendung für die einzelnen Versuche möglich ist.

Wie in Abschnitt 2.1.5 dargestellt ist, wird die Rohr-Boden-Interaktion entscheidend von den Erdstoffeigenschaften des umgebenden Materials beeinflusst. Daher werden in den folgenden Abschnitten die bodenmechanischen Eigenschaften des verwendeten Erdstoffes, als auch der verwendeten Bentonitsuspension näher untersucht.

Zu genaueren Charakterisierung wurde der vorliegende Sand im Hinblick auf seine granulometrische Zusammensetzung untersucht. Nach DIN 18123 (2011) wurde die Sieblinie mittels maschineller Siebung ermittelt. In Abb. 4-1 ist diese dargestellt. Demnach handelt es sich um einen grobsandigen Mittelsand.

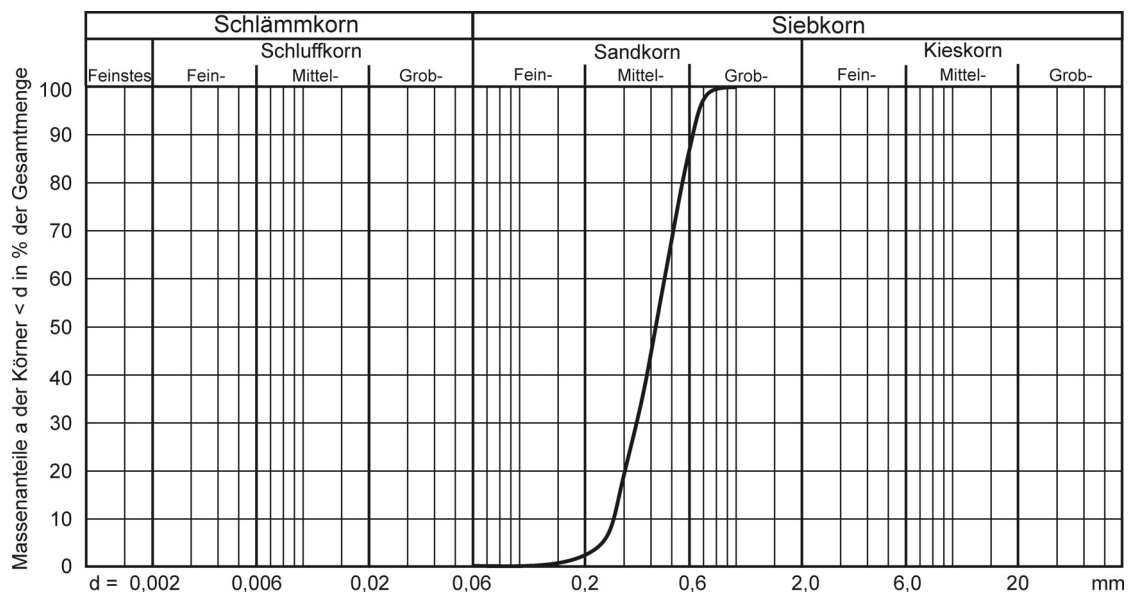


Abb. 4-1: Korngrößenverteilung Versuchssand

Aus der analysierten granulometrischen Zusammensetzung lassen sich die mittlere Korngröße von 0,42 mm und die Ungleichförmigkeitszahl $U = 1,8$ bestimmen. Die weiteren aus der Korngrößenanalyse gewonnenen bodenmechanischen Parameter sind in Tab. 4-2 aufgelistet.

Tab. 4-2: Bodenmechanische Kenngrößen der Korngrößenanalyse am Versuchssand

Kenngröße	Zahlenwert	Einheit
d_{10}	0,26	[mm]
d_{30}	0,35	[mm]
d_{50}	0,42	[mm]
d_{60}	0,46	[mm]
Krümmungszahl C_k	1,0	[1]
Ungleichförmigkeitszahl U	1,8	[1]

Weitere Laboruntersuchungen zum Porenanteil bei lockerster und dichtester Lagerung nach DIN 18126 (1996) sowie zur Wasserdurchlässigkeit nach DIN 18130-1 (1998) wurden ebenfalls zur genaueren Charakterisierung durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tab. 4-3 aufgeführt. Die Wasserdurchlässigkeit steht im engen Zusammenhang mit der Korngrößenverteilung und dem Porenanteil. Die Wasserdurchlässigkeit ist vor allem für den Einsatz von Bentonitsuspensionen als Bohrspülung relevant, weil hierdurch unter anderem die Verlustmenge der Suspension beeinflusst werden kann (Bayer 2005). Der verwendete Versuchssand ist bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,7$ mit einer Wasserdurchlässigkeit von $k_{10} = 3,1 \times 10^{-4}$ als stark wasserdurchlässig einzustufen.

Tab. 4-3: Bodenmechanische Kenngrößen des Versuchssandes

Kenngröße	Einheit	Zahlenwert
Porenanteil bei dichtester Lagerung n_{\min}	[-]	0,330
Porenanteil bei lockerster Lagerung n_{\max}	[-]	0,440
Kornrohdichte	[g/cm ³]	2,65
Wasserdurchlässigkeit k_{10}	[m/s]	$3,1 \times 10^{-4}$

Über die Beziehungen (4.1) und (4.2) kann die Lagerungsdichte D bei Kenntnis des Porenanteils n über den Porenanteil bei lockerster und dichtester Lagerung bestimmt werden. Die Lagerungsdichte stuft den Verdichtungszustand des Erdstoffs ein.

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad (4.1)$$

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad (4.2)$$

mit:

ρ_s = Kornrohdichte [g/cm³]

ρ_d = Trockendichte [g/cm³]

Die Scherfestigkeitseigenschaften des verwendeten Sandes bestimmen maßgeblich das Reibungsverhalten im Kontakt zu Polyethylenplatten. Das Maximum der Kontaktreibungsspannung stellt die innere Scherfestigkeit des Erdstoffes in Form des inneren Reibungswinkels dar (Teichman 1995). In Laborversuchen nach DIN 18137-3 (2002) wurden in Rahmenschergeräten die Scherparameter ermittelt. Der innere Reibungswinkel ist bei granularen Erdstoffen abhängig von der Lagerungsdichte und dem untersuchten Spannungsniveau. Orientierend an den üblichen Verlegetiefen von grabenlos installierten Fernwärmeleitungen, wurde für die Scherversuche ein Normalspannungsniveau von 20 / 40 / 80 kN/m² gewählt. Die Lagerungsdichte D variierte von 0,3 bis 0,8. Hierdurch sollten natürlich gelagerte lockere, über mitteldichte bis dichte

Sande abgebildet werden. Diese Dichtevariation wurde gleichermaßen auch für die Versuche im großen Versuchsstand vorgenommen.

Die Abb. 4-2 zeigt den ermittelten inneren Reibungswinkel des Versuchssandes gemäß DIN 18137-3 (2002) für die untersuchten Lagerungsdichten. Die Versuche wurden ohne Wassereinfluss durchgeführt. Die Schergeschwindigkeit der Versuche wurde zu 10 mm/h gewählt. Bei solchen Schergeschwindigkeiten ist sichergestellt, dass die Ergebnisse nicht durch die Geschwindigkeit beeinflusst werden (vgl. DIN 18137-3) (2002).

Durch eine lineare Regressionsanalyse konnte die Beziehung (4.3) für den inneren Reibungswinkel des Versuchssandes mit der Lagerungsdichte aufgestellt werden.

$$\varphi' = 6,7 * D + 31,92 \quad (4.3)$$

mit:

φ' = innerer Reibungswinkel [°]

D = Lagerungsdichte [-]

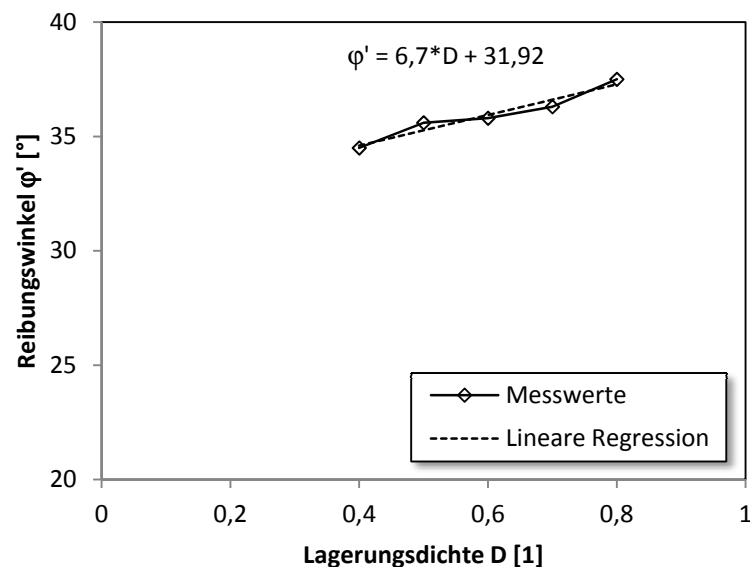


Abb. 4-2: Innerer Reibungswinkel Versuchssand

Scherbeanspruchungen führen zu einem Verschieben der einzelnen Bodenkörner. Je nach Lagerungsdichte des Erdstoffs, bewegen sich die einzelnen Bodenteilchen auch orthogonal zur Scherrichtung. Dieses Verhalten des Erdstoffs wird als Dilatanz (verbunden mit einer Auflockerung) bzw. Kontraktanz (Verdichtung des Erdstoffs) bezeichnet. Aus dem Verhältnis der horizontalen und vertikalen Differenzen kann der Dilatanzwinkel abgeleitet werden.

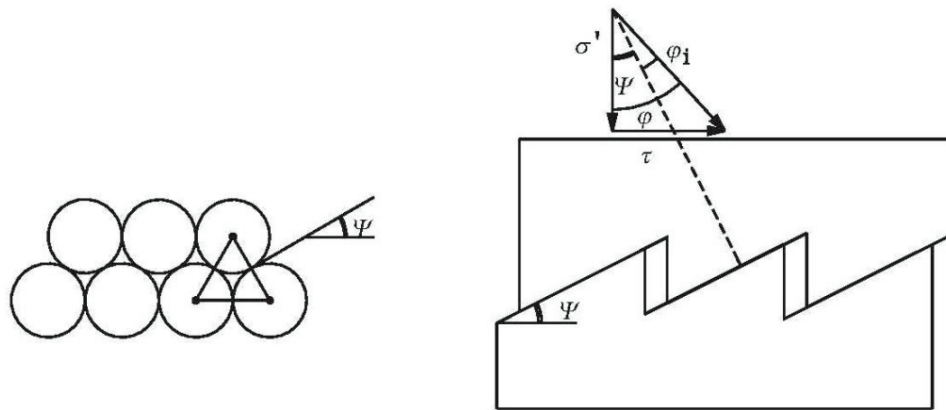


Abb. 4-3: Sägezahnmodell nach BOLTON (Bolton 1986)

Nach Untersuchungen von BOLTON (1986) an verschiedenen Sanden setzt sich der Reibungswinkel aus dem Dilatanzwinkel ψ und dem kritischen Reibungswinkel ϕ_i zusammen, welcher als Maß für die Rauigkeit des Materials fungiert. Schematisch ist dieser Zusammenhang über das Sägezahnmodell in Abb. 4-3 dargestellt. Der Dilatanzwinkel korreliert demnach mit der Rauigkeit der einzelnen Körner und der Lagerungsdichte des Erdstoffs.

Nach BOLTON bildet die Summe aus dem Reibungswinkel bei kritischer Porenzahl und dem Dilatanzwinkel den inneren Reibungswinkel. Diesen Zusammenhang untersuchten auch weitere Autoren und bestätigten diesen Zusammenhang (Ortigao 1995).

$$\varphi' = \varphi_i' + \psi \quad (4.4)$$

mit:

- φ' = innerer Reibungswinkel [°]
- φ_i' = kritischer innerer Reibungswinkel [°]
- ψ = Dilatanzwinkel [°]

Aus durchgeführten Laborversuchen zur Bestimmung des Dilatanzwinkels ergibt sich die Gleichung (4.5).

$$\psi = 6,7 * D + 2,51 \quad (4.5)$$

mit:

- ψ = Dilatanzwinkel [°]
- D = Lagerungsdichte [1]

Aus den Versuchsergebnissen, welche in Abb. 4-4 abgebildet sind, konnte über die Gleichung (4.4) zusammen mit Gleichung (4.5) der Reibungswinkel bei kritischer Porenzahl zu $\varphi_i = 29,4^\circ$ ermittelt werden.

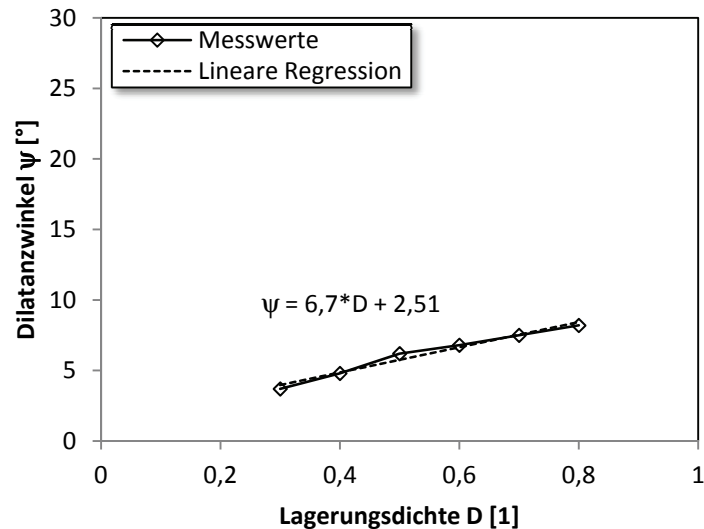


Abb. 4-4: Dilatanzwinkel Versuchssand

Im Gegensatz dazu gibt BOLTON (1986) kritische Reibungswinkel von 32° bis 37° an. Prinzipiell passen die Ergebnisse jedoch zusammen, weil BOLTON bei untersuchten Sanden mit höheren Quarzanteilen tendenziell geringere kritische Reibungswinkel verzeichnet hat. Bei dem hier untersuchten Sand handelt es sich um einen Quarzsand mit vorwiegend wohlgerundeten Kornoberflächen. WEIDLICH (2008) schätzte in seinen Untersuchungen an einem Quarzsand den kritischen Reibungswinkel zu 30° ab und bewegt sich somit in der gleichen Größenordnung. Der in Relation zu weiteren Autoren gesehen tendenziell geringere Reibungswinkel unter kritischer Porenzahl wird vermutlich maßgeblich durch die Kornform bestimmt. Daher wurde die Kornform der einzelnen Körner mikroskopisch untersucht. Wie in Abb. 4-5 ersichtlich ist, sind die einzelnen Körner vorwiegend rund geformt.

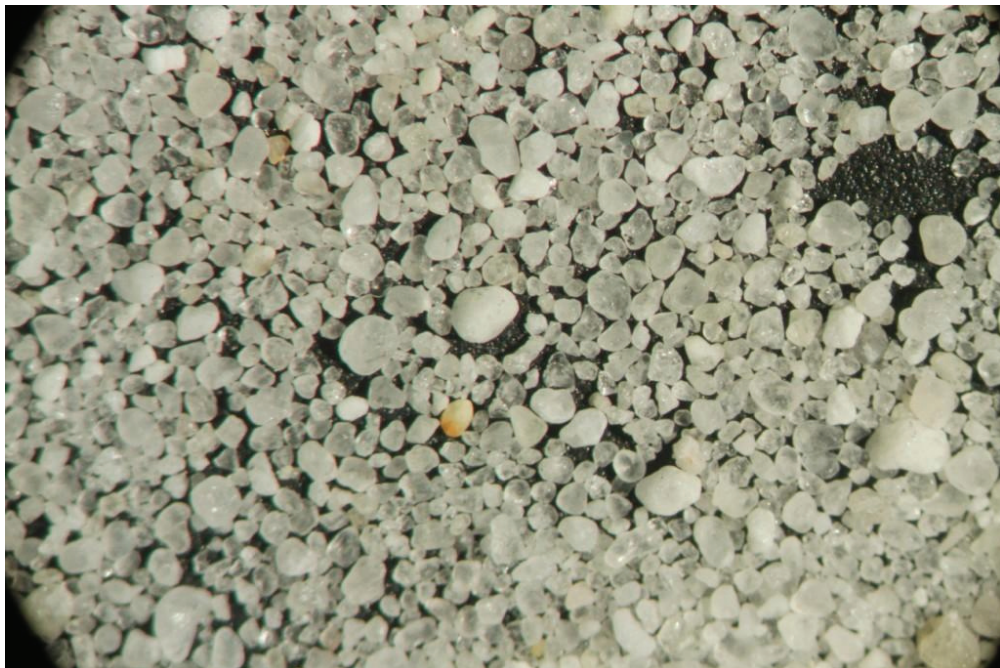


Abb. 4-5: Mikroskopisches Lichtbild des Versuchssandes

Die einzelnen Körner des in den Versuchen verwendeten Quarzsandes weisen mit zunehmender Korngröße deutlich abgerundete Oberflächen auf. Daher können unter Schubverzerrungen des Korngerüstes sich die einzelnen Körner sehr leicht gegeneinander verschieben und führen somit zu einem relativ geringen Dilatanzwinkel. Darüber hinaus ist in Bezug auf den grabenlosen Leitungsbau die Kornform von erheblichem Interesse. Die Vortriebsleistung sowie der Verschleiß der Arbeitswerkzeuge hängen maßgeblich von der Kornform des zu durchörternden Erdstoffes ab. Sehr kantige, eckige Körner neigen dazu, sich untereinander zu verhaken und können somit den Bohrvortrieb gravierend verringern. Der Aufwand für das Auffahren einer Pilotbohrung kann sich so um das 3- bis 3,5-fache erhöhen (Bayer 2005). Überwiegend runde Körner neigen weniger zu diesem Verhalten.

4.3.3 Pilotrohr

Für die Erstellung des Bohrkanals wurde vor der Installation des Fernwärmerohres ein Pilotrohr in dem Versuchskasten fixiert. Dieses Pilotrohr besteht aus einem dickwandigen PVC-Rohr. Es besteht aus zwei Rohrstücken, welche über ein Trapezsraubgewinde miteinander verschraubt sind. Bei den Versuchen wurden zwei unterschiedliche Durchmesser verwendet. Die Abmessungen der Rohre sind in Tab. 4-4 angegeben.

Tab. 4-4: Pilotrohrabmessungen

Rohraußendurchmesser [mm]	Rohrinnendurchmesser [mm]	Wandungsstärke [mm]
140	127	6,5
113	103	5

4.3.4 Bohrspülung

Bei den experimentellen Untersuchungen zum Reibungsverhalten von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen wurde sowohl bei den kleinmaßstäblichen Reibungsversuchen als auch bei dem Versuchsstand eine handelsübliche Bohrspülung verwendet. Hierbei handelt es sich um das Produkt Bentonil XR der Firma Clariant, ehemals Süd-Chemie. Diese Bohrspülung setzt sich neben dem Hauptbestandteil Bentonit aus weiteren Polymeren zusammen (ClariantAG 2019).

Das in trockener Form zur Verfügung stehende Ausgangspulver wird mit einem Dispergiergerät in Wasser eingebracht und aufgeschlossen, so dass sich eine homogene Suspension einstellt. Die bloße Vermischung von pulverförmigem Bentonit mit Wasser führt zu einer Suspension (Aufschlammung). Die Bentonitteilchen binden mittels Hydratationseffekten das umgebende Wasser an sich, halten jedoch weiterhin die kristalline Struktur aufrecht (Elbe 2003). Die Wasseraufnahme der Suspension kann durch die Auflösung dieser Struktur weiter gesteigert werden. Daher werden Bentonitsuspensionen über das Verfahren des Dispergierens weiter aufbereitet. Das Mischungsverhältnis der aufbereiteten Bohrspülung wurde zu 30 g Feststoff pro Liter Wasser gewählt.

Das Aufbrechen der kristallinen Strukturen der Bentonitteilchen erfolgt mit hochtourigen Rührgeräten, die über die Rotation der Flügel die innere Scherfestigkeit des Kristallverbundes in einzelne Lamellen aufbrechen. Die einzelnen Lamellen sind elektrostatisch anisotrop geladen. Während die Flächen negativ geladen sind, herrscht an den Kanten eine positive Ladung. Die

frei in der Flüssigkeit schwebenden Bentonitplättchen sind durch den anisotropen Zustand dazu bestrebt, sich in einer Art Kartenhausstruktur orthogonal zueinander aneinanderzulagern (Bayer 2005). Die sehr hohe Wasseraufnahmekapazität eines Bentonits in diesem Zustand erklärt sich aus den dabei auftretenden sehr großen innerstrukturellen Zwischenräumen (Elbe 2003).

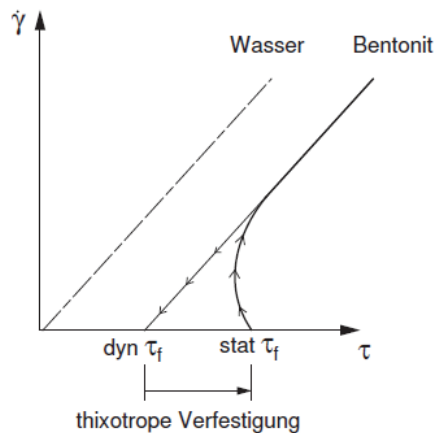


Abb. 4-6: Thixotropes Fließverhalten von Bentonitsuspension nach DIN 4127 (2014)

Eine vollkommen dispergierte Bentonitsuspension bildet im Ruhezustand durch die beschriebene Eigenschaft eine innere Scherfestigkeit aus, die größer ist, als die Bindekräfte zwischen den einzelnen Lamellen. Dieser Schwellenwert wird über die statische Fließgrenze $\text{stat } \tau_f$ beschrieben. Die Abb. 4-6 und Abb. 4-7 zeigen die thixotropen Fließeigenschaften einer Bentonitsuspension. Nach dem Überschreiten der Fließgrenze setzt ein Fließverhalten der Suspension ein. Unter konstanter Scherspannung ist eine zeitabhängige Reduktion der Viskosität zu verzeichnen (Müller-Kirchenbauer 1969).

Im Fließzustand reduziert sich die Scherfestigkeit und wird als dynamische Fließgrenze $\text{dyn } \tau_f$ bezeichnet. In Abb. 4-6 ist das Fließverhalten dargestellt. Die Eigenschaft der Thixotropie ist reversibel. Nach Beendigung der dynamischen Belastung steigen die Scherspannungen wieder an und bauen aufgrund der elektrostatischen Bindungen wieder die statische Fließgrenze auf. In Abb. 4-7 ist der zeitliche Verlauf der Scherspannungen abgebildet.

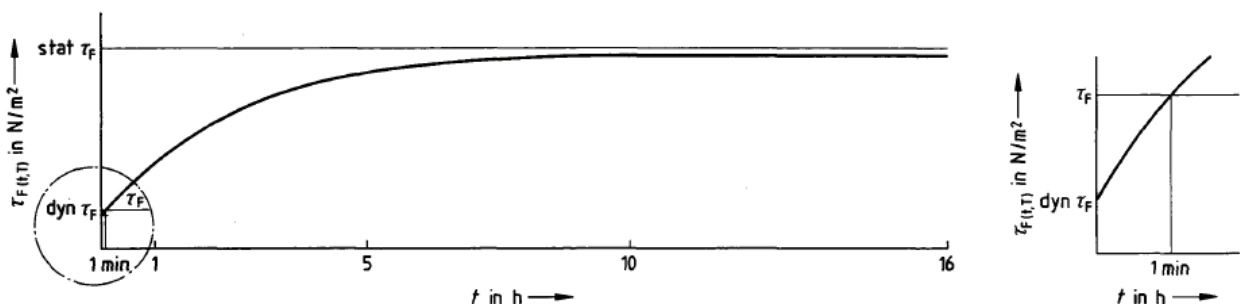


Abb. 4-7: Anstieg der Scherspannungen mit der Ruhezeit nach DIN 4127 (2014)

Die Eigenschaften einer Bohrspülung werden üblicherweise über die Klassifikationsversuche von Bentonitsuspensionen der Schlitzwandtechnik näher beschrieben. Hierbei wird die Fließgrenze abhängig vom wirksamen Korndurchmesser des Erdstoffes eingestellt. Es kann nach Gleichung (4.6) aus DIN 4126 (2010) die minimale statische Fließgrenze bestimmt werden.

$$\min \tau_f = \frac{d_w \cdot \gamma'}{\tan \varphi'} \quad (4.6)$$

mit:

- $\min \tau_f$ = minimale stat. Fließgrenze
- d_w = wirksamer Korndurchmesser d_{10}
- γ' = Wichte des Erdstoffs unter Auftrieb
- φ' = innerer Reibungswinkel des Erdstoffs

Die somit berechnete minimale Fließgrenze entspricht dem Nachweis der inneren Standsicherheit, mit dem das Abgleiten einzelner Bodenteilchen verhindert wird. Unter Anwendung der ermittelten Daten zum angewendeten Erdstoff sollte demnach die Bohrspülung eine minimale Fließgrenze von $\min \tau_f$ ($D=0,6$) = 3,69 N/m² bzw. τ_f ($D=0,3$) = 3,78 N/m² für die Anwendung im Modellversuchsstand aufweisen.

Darüber hinaus empfiehlt PRAETORIUS (2016) die Eindringtiefe als Funktion der statischen Fließgrenze nach Gleichung (4.7) zu berechnen.

$$s = \frac{d_w}{2 \cdot \tau_f} \cdot \Delta p = \frac{\Delta p}{f_{s0}} \quad (4.7)$$

mit:

- τ_f = minimale stat. Fließgrenze
- d_w = wirksamer Korndurchmesser d_{10}
- s = Eindringtiefe
- Δp = Druckdifferenz
- $f_{s0} = \frac{2 \cdot \tau_f}{d_{10}}$ = Druckgefälle

Eine größere Eindringtiefe führt zu höheren Injektionsverlusten der Bentonitsuspension in den Baugrund, so dass eine ökonomische Optimierung zwischen der Fließgrenze (abhängig vom Feststoffgehalt der Bentonitsuspension) und einer geringen Eindringtiefe der Suspension in Relation zu den Materialkosten angestrebt wird.

Zur bodenmechanischen Klassifizierung wurden an der verwendeten Bohrspülung diverse Klassifikationsversuche durchgeführt. Nach DIN 4127 (2014) wurden die Fließgrenze, die Suspensionsdichte und die Filtratwasserabgabemenge der Bohrspülung bestimmt. Die Versuchsmethoden zur Ermittlung der Kennwerte sind als sogenannte Standard-Versuche in der Literatur zum Beispiel durch SIMONS (1982) umfassend dargestellt. Das Mischverhältnis Bentonit/Wasser beträgt 30 g/dm³. Die Dispergierzeit beträgt 7min, gefolgt von einer 10-minütigen Quellphase, während welcher die Suspension durch Rühren in Bewegung gehalten wird. Durchgeführte Marsh-Trichter-Versuche ergeben für den flüssigen Zustand die in Tab. 4-5 dargestellten Werte.

Tab. 4-5: Ergebnisse des Marsh-Trichter-Versuchs

Versuch Nr.	T_M [s]	T_{M1500} [s]
1	35	59
2	36	62
2	36	60

Die Ermittlung der dynamischen Fließgrenze erfolgte gemäß DIN 4127 (2014) mit einem Marsh-Trichter. Die dynamische Fließgrenze τ_{dyn} kann nach DIN 4127 aus den beiden Messgrößen T_M bzw. T_{M1500} -Zeit nach Abb. 4-8 ermittelt werden. Hieraus ergibt sich für die untersuchte Bentonitsuspension eine dynamische Fließgrenze $\tau_{F,\text{dyn}} = 6,8 \text{ N/m}^2$ und $\tau_{1000} = 8,8 \text{ N/m}^2$.

Die differentielle Viskosität kann nach Gleichung (4.8) abgeschätzt werden.

$$\eta' = \frac{\tau_{1000} - \tau_F}{1000} \quad (4.8)$$

Die Untersuchungen der eingesetzten Suspension ergeben eine Viskosität von $0,002 \text{ Ns/m}^2$.

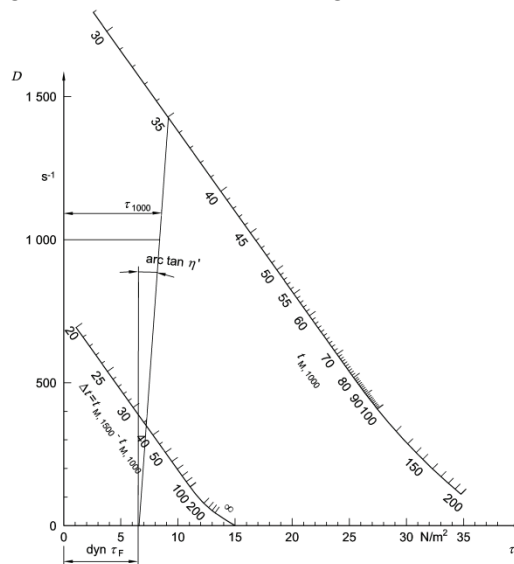


Abb. 4-8: Grafische Auftragung des Fließgrenzenversuchs

Die Stabilität der Suspension, bzw. Aussagen zum Eindringverhalten in das umliegende Erdreich können über die Durchführung des Filterabpressversuchs gemäß DIN 4127 (2014) ermittelt werden. Aus den durchgeführten Versuchen konnte die Stabilität der Suspension ermittelt sowie die Eigenschaft abgeschätzt werden, ob sich ein Filterkuchen an der Grenzschicht ausbilden kann.

Aus den Versuchen ergaben sich Filtratwassermengen von $9,5$ bis $12,2 \text{ cm}^3$. Nach DIN 4127 (2014) sind Suspensionen mit Filtratwassermengen kleiner als 15 cm^3 als stabil anzusehen. Somit ist die Stabilität der eingesetzten Suspension aufgezeigt. Zusätzlich wurde eine leichte Ausbildung eines Filterkuchens beobachtet. Diese Eigenschaft begünstigt die Stabilität von aufgefahrenen Bohrkanälen beim HDD-Verfahren.

Die vorstehend ermittelten bodenmechanischen Parameter der Bohrspülung beziehen sich durchweg auf die Durchführung der Laborversuche bei Raumtemperatur. In der Fernwärmetechnik wird der Energieträger auf bis zu $130^\circ \text{ Celsius}$ aufgeheizt. Infolgedessen kann die Oberfläche des PE-Außenrohres bei dem Betrieb mit derartigen Temperaturen bis zu 40° Celsius erreichen. Daher können sich die Temperaturen der eingebrachten Bentonitsuspension deutlich erhöhen. Um einen eventuellen Effekt der erhöhten Temperaturen auf die bodenmechanischen Kennwerte der Bentonitsuspension zu untersuchen, wurden die zuvor beschriebenen Versuche unter erhöhten Temperaturen durchgeführt. Die Tab. 4-6 enthält die detaillierten Versuchsergebnisse.

Tab. 4-6: Zusammenstellung der Klassifikationsversuchsergebnisse

Temperatur	Marsh - Zeit [s]			Fließgrenze τ [N/m ²]		Filtratwasserabgabe [cm ³]		Dichte [g/cm ³]
10°C	60	61	56	6,9	7,1	10,9	12,2	1,01
20°C	59	62	60	6,9	6,8	9,5	12,2	1,01
30°C	58	61	59	7,3	6,7	9,2	10,8	1,01
40°C	59	60	59	7,0	6,9	12,7	8,8	1,01
Mittelwert	60			7,0		10,8		1,01

Aus den Ergebnissen der unter 10°C bis 40°C durchgeführten Versuche konnten keine temperaturbedingten Abhängigkeiten festgestellt werden. Die ermittelten Werte sind zwar gewissen Schwankungen unterworfen, lassen aber keine Rückschlüsse auf signifikante Temperatureinflüsse zu.

4.4 Versuche zum Eindringverhalten der Bohrspülung

Zur Abschätzung der einzusetzenden Bohrspülungsmenge wurden in einem eigens konzipierten Versuchsstand Versuche zum Eindringverhalten durchgeführt. Nach STEIN (2003) kann, wie bereits in Abschnitt 2.2.4 beschrieben, die Stabilität der eingesetzten Bohrspülung auf mehrere Arten beschrieben werden. Aufschlussreich ist hierbei die Filtration der Feststoffpartikel durch das Bodengefüge. Die Untersuchung dieses Verhaltens wurde in einem Versuchsstand in Anlehnung an DIN 4127 (2014) als Versuch zur Messung des Druckgefälles durchgeführt. Der ursprüngliche Versuchsaufbau zum Stagnationsverhalten wurde dahingehend verändert, dass eine Druckbeaufschlagung in der Größenordnung eines Verpressdruckes aufgebracht werden konnte.

In einem Acrylglaszylinder mit einem Innendurchmesser von 70 mm wird der Erdstoff in einer Höhe von rd. 27 cm eingebaut. Anschließend wird die nach Kapitel 4.3.4 aufbereitete Bohrspülung (2000 cm³) über den eingebrachten Erdstoff in den Versuchszylinder in einer Höhe von rd. 22 cm eingefüllt. Der Erdstoff wird mittels einer Schlaggabel verdichtet, wie sie auch bei dem Versuch zur Bestimmung des Porenanteils bei dichtester und lockerster Lagerung DIN 18126 (1996) verwendet wird. Nach dem Einfüllvorgang wird die Oberseite des Versuchszylinders verschlossen und über eine Druckluftversorgung ein Systemprüfdruck aufgebracht. Über eine Öffnung im Boden des Versuchszylinders, an der der atmosphärische Druck ansteht, kann sich eine Druckdifferenz in dem Probekörper ausbilden.

Der Differenzdruck, mit dem die Suspension in den Sandkörper gepresst wird, wurde in den Versuchen innerhalb von sechs Stufen aufgebracht. Diese Art der Drucksteigerung sollte Aufschluss über eine eventuelle Stagnation der infiltrierten Menge geben, aus der auf einen minimalen oder maximalen Suspensionsdruck geschlossen werden kann.

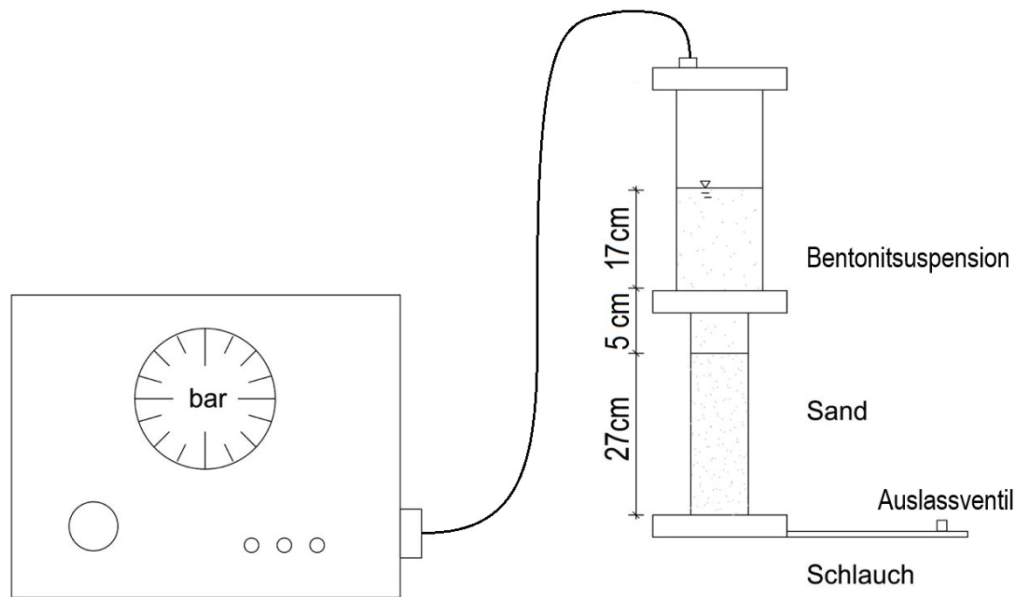


Abb. 4-9: Schematischer Aufbau der Eindringversuche

Mit der konzipierten Versuchsanordnung und den gewählten Randbedingungen konnten demnach die Randbedingungen der Modellversuche abgebildet werden und eine entsprechende Aussage über die vorzuhaltende Menge an Suspension getroffen werden. Die Abb. 4-9 zeigt den schematischen Aufbau des Systems und die Abb. 4-10 zeigt ein Lichtbild eines Versuches.

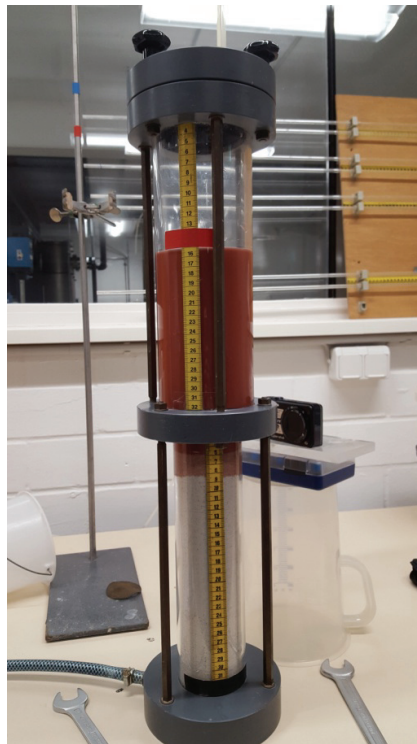


Abb. 4-10: Lichtbild des konzipierten Versuchsaufbaus zur Bestimmung der Eindringtiefe

Nach Druckbeaufschlagung des Systems wird die Filtratwasserabgabemenge und das freie Volumen der Bohrspülung oberhalb des Erdstoffs über die Zeit beobachtet. Sobald der Filtrationsprozess stagniert, wird das System drucklos geschaltet, die Suspension aus dem Versuchsaufbau entfernt und die Grenzschicht zwischen der freien Bohrspülung und dem Erdstoff ver-

messen. Es wurden Lagerungsdichten von $D = 0,3$ bis $0,7$ untersucht. Die ermittelten Eindringvolumina, abhängig von der Einbaudichte sind in Abb. 4-11 enthalten.

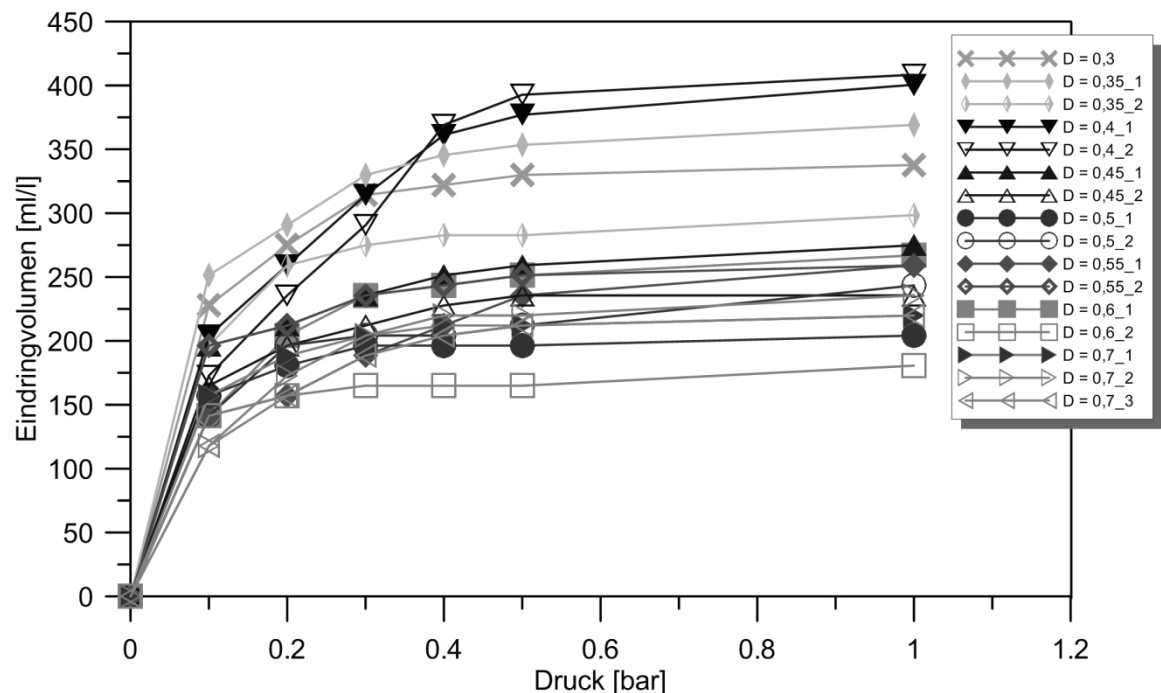


Abb. 4-11: Ergebnisse der Eindringversuche unter Variation der Einbaudichte

Aus den Ergebnissen ist eine deutliche Korrelation zwischen der eingestellten Lagerungsdichte des Sandes und der Menge an Filtratwasser bzw. Eindringvolumen der Suspension erkennbar. Mit steigender Lagerungsdichte sinkt die Menge an eingedrungener Suspension. Es konnten teilweise doppelt so große Mengen an eingepresstem Suspensionsvolumen bei lockerer Erdstofflagerung im Vergleich zur dichten Lagerung ermittelt werden.

Darüber hinaus kann festgestellt werden, dass sich ab einem Suspensionsüberdruck von ca. 0,2 bar annähernd eine Stagnation der infiltrierten Menge an Bentonitsuspension einstellt. Dieses Verhalten stellt sich abweichend von in der Bodenmechanik bekannten Vorgängen der Suspensionseindringung dar (vgl. Gl. 2.18 mit $s_p = \frac{\Delta p}{f_{s0}}$).

Eine Erklärung für die stagnierende Eindringung kann die Ausbildung eines dichten Filterkuchens bedingt durch die zugesetzten Polymere sein, der ein weiteres Eindringen von Suspension verhindert.

Aufgrund dessen und weil anhand von Empfehlungen weiterer Autoren (Elbe 2003), (Stein 2003) ein minimaler Suspensionsdruck von 0,2 bar empfohlen wird, wurde zusätzlich der funktionelle Zusammenhang bei dieser Druckstufe ausgewertet.

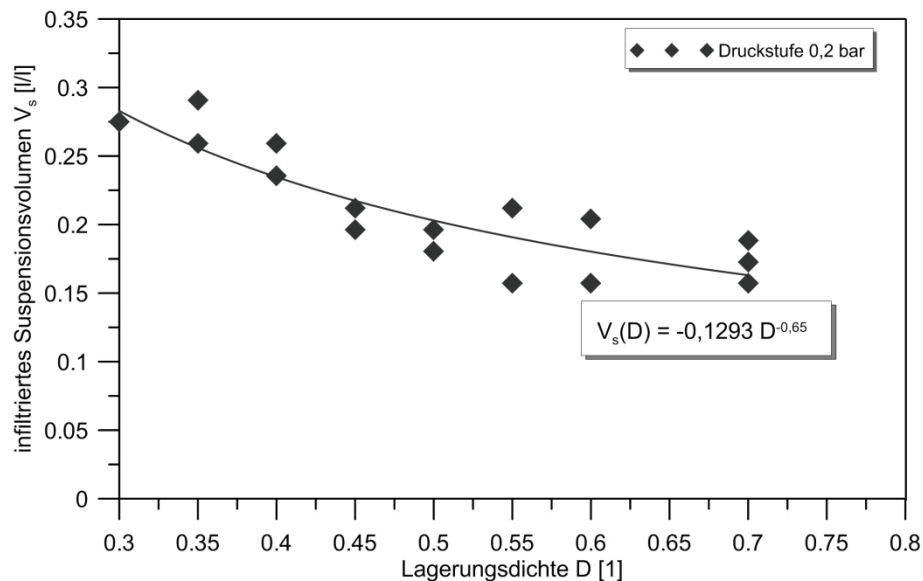


Abb. 4-12: Zusammenhang der Lagerungsdichte und Suspensionsvolumen

In der Abb. 4-12 ist das infiltrierte Suspensionsvolumen über der eingestellten Lagerungsdichte des Sandes dargestellt. Aus den Ergebnissen konnte der Zusammenhang mit folgender Beziehung angegeben werden.

$$V_{S,zus} = 0,129 * D^{-0,65} \quad (4.9)$$

mit:

$V_{S,zus}$ = zusätzliches Suspensionsvolumen durch Infiltration

D = Lagerungsdichte

Für die zu untersuchenden Randbedingungen im geplanten Versuchsstand ist demnach mit der 1,15 bis 1,3-fachen Menge an verllorener Bohrspülung zu rechnen. Diese Abschätzung deckt sich weitestgehend mit den Empfehlungen der Literatur (Praetorius 2016).

4.5 Untersuchung des Sedimentationsprozesses

Über die Untersuchung des Eindringvorganges hinaus spielt der Sedimentationsprozess der eingesetzten Bohrspülung bzw. Bentonitsuspension eine entscheidende Rolle im Tragverhalten einer grabenlos verlegten Leitung und kann somit die Bettungssituation des grabenlos installierten Rohres und resultierend daraus auch die Reibungseigenschaften zwischen Rohr und umgebendem Erdreich beeinflussen (Stein 2003). Daher wurden experimentelle Untersuchungen zum Sedimentationsprozess mit dem Ziel durchgeführt, die Veränderung der Suspension über die Zeit näher zu beschreiben. Darüber hinaus stellen die Ergebnisse die Grundlage zur Abschätzung der einzusetzenden Suspensionsmenge bei den weiteren experimentellen Untersuchungen dar.

Für die Untersuchungen wurden Absetzversuche in Glaszylindern mit einem Fassungsvermögen von 1000 ml durchgeführt. Die nach 4.3.4 aufbereitete Bentonitsuspension wurde in die Versuchszylinder eingefüllt und anschließend luftdicht verschlossen, um eine Verfälschung der Messergebnisse durch Verdunstungseffekte auszuschließen.

Über den Beobachtungszeitraum hinweg wurde auf Entmischungsvorgänge sowie eine eventuelle Schichtung der dispergierten Suspension geachtet. Es wurde der verwendete Massenanteil der Suspension variiert, um eine eventuelle Abhängigkeit aufzuzeigen.



Abb. 4-13: Absetzversuchszylinder nach 28-tägiger Versuchszeit

Abb. 4-13 zeigt das Ergebnis eines Absetzversuches nach 28-tägiger Standzeit. Grundsätzlich ist festzuhalten, dass das Aufschließen der Suspension mit hoher Sorgfalt erfolgen muss, da sonst eine schnelle Sedimentation der Feststoffpartikel erfolgen kann, sofern nicht nach den Herstellervorgaben gearbeitet wird. Unter Betrachtung der variierten Feststoffmenge konnte eine Tendenz des Zusammenhangs zwischen der eingesetzten Feststoffmenge und dem Absetzmaß aufgestellt werden. In den üblicherweise verwendeten Bandbreiten der eingestellten Suspension zeigt sich, dass niedrigere Feststoffkonzentrationen zu schnellerer Entmischung der Suspension führen. Nach einer deutlich ausgedehnten Standzeit von 20 Wochen konnte beobachtet werden, dass sich die einstellende Klarwasserzone bei niedrigerer Feststoffmenge größer ausbildet. Unter dem Betrachtungshorizont von nur 5 Wochen konnte nur eine sehr geringe Neigung zur Entmischung der Suspension festgestellt werden. Nach längerer Beobachtungszeit wurde jedoch bei niedrigerer Feststoffkonzentration ein ausgeprägter Klarwasserbereich beobachtet, wie es in Tab. 4-7 dargestellt ist.

Tab. 4-7: Ergebnisse der Absetzversuche

Versuch	Feststoffgehalt [g/L]	Absetzmaß nach 35 Tagen [‰]	Absetzmaß nach 98 Tagen [‰]	Absetzmaß nach 140 Tagen [‰]
AV20-1	20	40	130	190
AV40-1	40	20	35	55
AV40-2	40	22	30	-

Die Entmischung des Feststoffes führt zu einer sich einstellenden Klarwasserschicht in den Absetzzylindern. Eine darüber hinaus gehende erkennbare Schichtung der im unteren Teil des Zylinders befindlichen Suspension durch Anreicherung von Feststoffpartikeln, konnte nicht festgestellt werden. Die Feststoffanreicherung der verbleibenden Bohrspülung scheint sich weiterhin als stabile Suspension einzustellen. Darüber hinaus wurde keine Neigung zur Flockenbildung oder ähnliches beobachtet. Aus den Ergebnissen kann demnach abgeleitet werden, dass die eingesetzte Suspension auch nach längerer Einsatz- bzw. Verweilzeit stabil ist und somit die Gefügeeigenschaften der Suspension nicht bzw. nur geringfügig zeitlich beeinflusst werden.

5 Versuchsstand grabenlose Fernwärmeleitung

5.1 Aufbau und Funktionsweise des Modellversuchsstandes

Der Versuchsstand besteht prinzipiell aus einem Versuchskasten, welcher mit Sand gefüllt wird, einem Pilotrohr und dem Fernwärmerohr (Produktrohr). Der Kasten weist die Abmessungen von rd. 120 x 90 x 90 cm auf. Es kann eine maximale Füllhöhe von rd. 90 cm über dem Boden des Kastens erreicht werden. Die Seitenwände des Kastens bestehen aus Systemschalungselementen und bieten durch die stählerne Unterkonstruktion genügend Eigensteifigkeit gegen Verformungen durch den anstehenden Erddruck während des Sandeinbaus und der Versuchszeit. Die Innenseiten der Schalungselemente weisen eine sehr glatte Oberfläche auf, so dass hier nur geringe Reibungskräfte auftreten können. Nach TOGNON et al. (1999), die in einem ähnlichen Versuchsaufbau axiale Widerstände von erdverlegten Rohren untersuchten, kann auf diese Weise ein Siloeffekt an den Außenwänden minimiert werden. Die Seitenwände sind auf einer 20 mm starken Multiplexplatte verschraubt, welche wiederum über Maschinendübel fest mit dem Hallenboden verbunden ist. Dadurch ist der komplette Versuchskasten als unverschieblich anzusehen.

In diesem Versuchskasten wird im Zuge des Sandeinbaus zentrisch in Richtung der langen Seite das Pilotrohr eingesetzt. Es durchstößt die Außenwandung der kurzen Querwand auf der Zugseite (Rig-Site). Das Produktrohr liegt auf der gegenüberliegenden Seite (Pipe-Site) und wird dementsprechend in Richtung der Rig-Site eingezogen. Während des Herausziehens des Pilotrohres wird das Produktrohr grabenlos unter Einsatz von Bentonitsuspension eingezogen. Dieses Vorgehen weicht in dem Punkt von der realen Verlegetechnik des HDD-Verfahren ab, dass bereits ein Pilotrohr im Boden verlegt ist und demnach beim Herausziehen dieses Rohres der Bohrkanal entsteht. Die grundlegenden Eigenschaften eines mit dem HDD-Verfahren verlegten Rohres bleiben hiervon jedoch unangetastet, weil das Auffahren des Bohrkanals in einem Sandboden mechanisch-hydraulisch realisiert wird und das gelöste Material aus dem Bohrkanal heraus transportiert wird. Es handelt sich daher um ein „Entnahmeverfahren“, welches die umliegenden Bodenzonen nicht gravierend stört, wie es zum Beispiel bei einem Vortrieb mit dem „Verdrängungsverfahren“ (z.B. Erdrakete) der Fall wäre.

Die Rohrsohle des Produktrohres ist rd. 20 cm vom Kastenboden entfernt, so dass ein Abstand von etwa 2D gewährleistet ist. Das Pilotrohr besteht aus einem dickwandigen PVC-Rohr mit einer Wandstärke von 6,5 mm, um die erforderlichen Zugkräfte schadfrei aufnehmen zu können, welche beim Herausziehen des Rohres entstehen. Über einen umlaufenden Kunststoffring ist das Pilotrohr mittels Ketten und Stahlseil an eine Handseilwinde angeschlagen. Es wurden Fernwärmerohre in der Dämmstärke 1 mit einem Nenndurchmesser DN 25 und einem Außendurchmesser von 90 mm sowie Fernwärmerohre mit einem Nenndurchmesser DN 40 und einem Außendurchmesser von 110 mm verwendet.

Um den Verlust von Erdstoff bzw. Suspension an den Rohrdurchstoßpunkten der Außenwände so gering wie möglich zu halten, sind verschiedene Dichtungselemente um die Rohre herum eingesetzt worden. Zusätzlich sind Erddruckabschirmungsbleche oberhalb der Öffnungen der Außenwände angeordnet. Dieses Verfahren hatte sich bereits in ähnlichen Versuchsständen bewährt (Weidlich 2008). Die Abdichtung des Pilotrohres auf der Rig-Site wird durch einen PTFE-Dichtungsring realisiert. PTFE-Material weist den Vorteil auf, neben der dichtenden Wir-

kung sehr geringe Reibungskräfte im Materialkontakt hervorzurufen. Das Produktrohr ist auf der Pipe-Site mit einem PTFE-Dichtungsring und einem Wellendichtring gegen Verlust der eingebrachten Suspension abgedichtet. Hier wurde nominell ein um 2 mm größerer Wellendichtring als der Durchmesser des Produktrohres gewählt. Zusammen mit den technischen Toleranzen ergibt sich eine mögliche Variierung von $\pm 4,5$ mm in radialer Richtung, wodurch das Fernwärmerohr nahezu zwängungsfrei eingezogen werden konnte. In einem ähnlichen Versuchsstand konnte Weidlich (2008) maximale Setzungsbeträge abhängig von der Lagerungsdichte von rd. 3,2 mm ermitteln. Derartige Setzungen während des Rohreinzugs sind mit den ausgeführten Dichtungselementen problemlos gewährleistet. Auf der Rig-Site ist ein Nutring aus PU an der Außenseite des Produktrohres befestigt. Durch die umlaufende Nut werden die Zuführungsleitungen der Suspension geführt und ermöglichen somit die kontinuierliche Einbringung der Stützflüssigkeit in den Ringspalt. Die Abb. 5-1, Abb. 5-2 sowie Abb. 5-3 zeigen Details zum Modellversuchsstand.

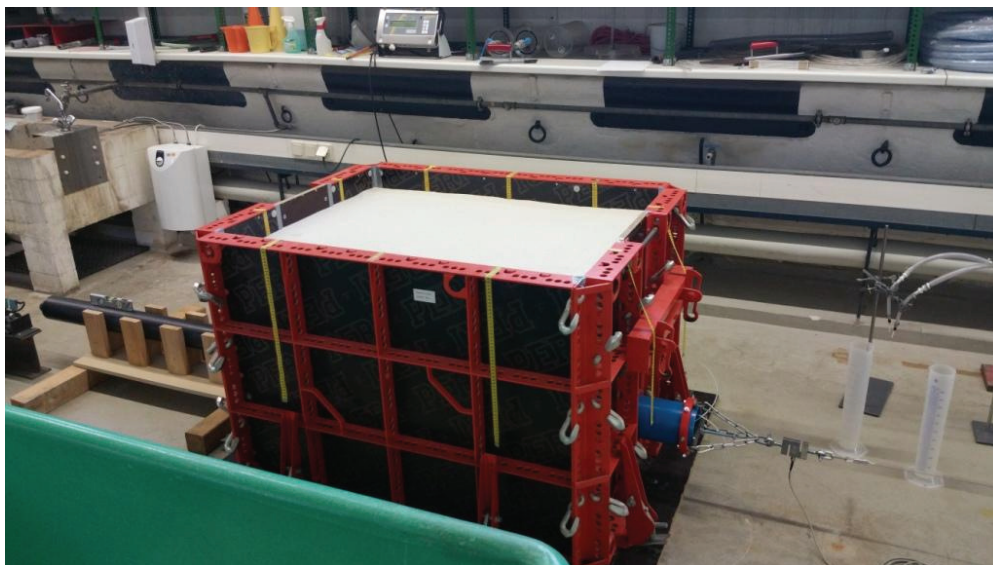
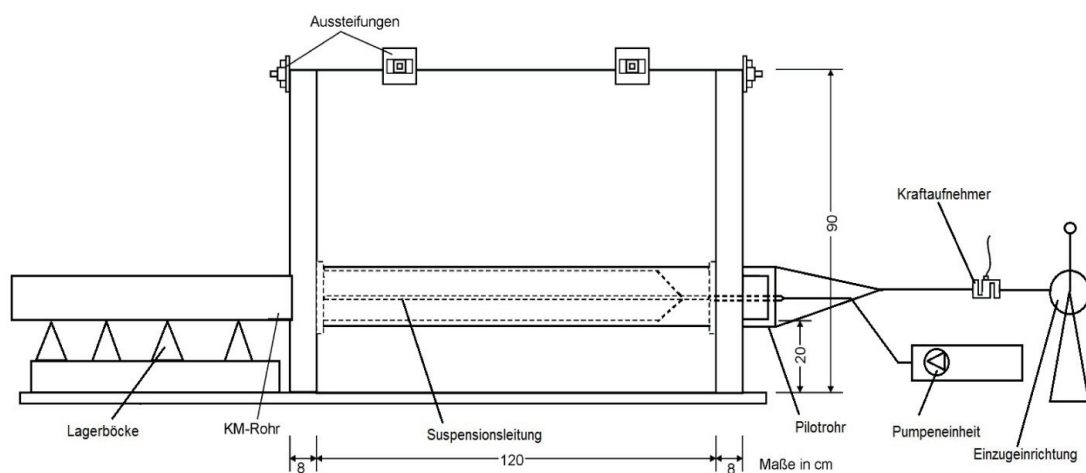
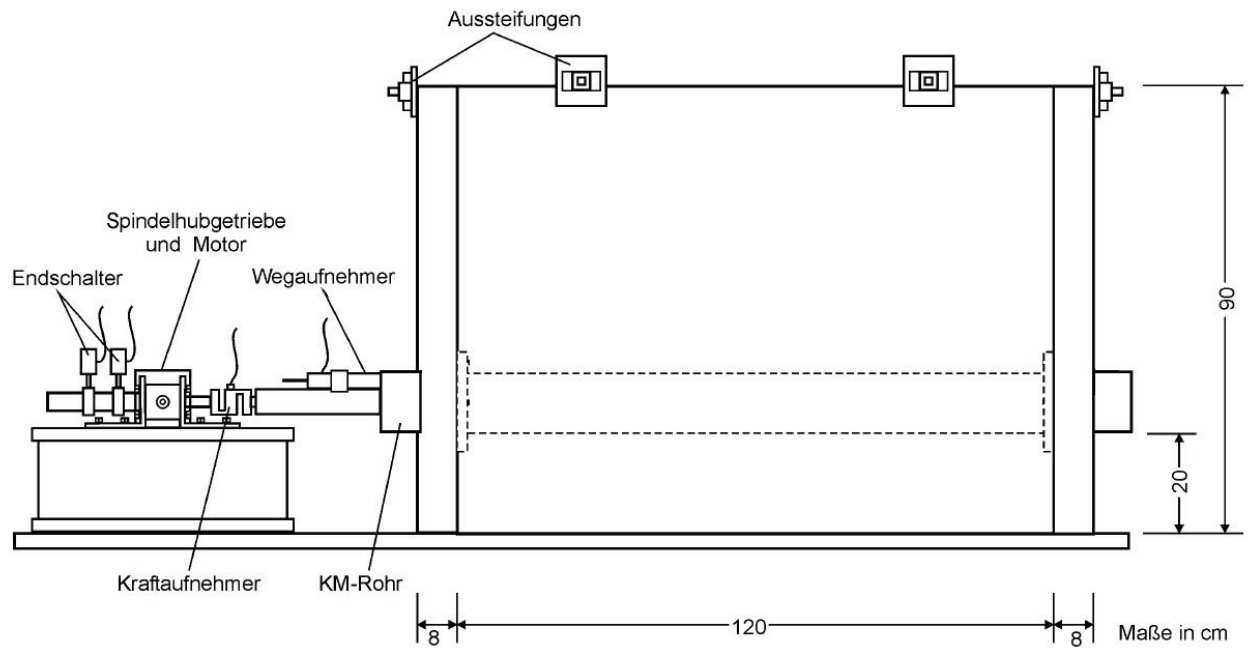
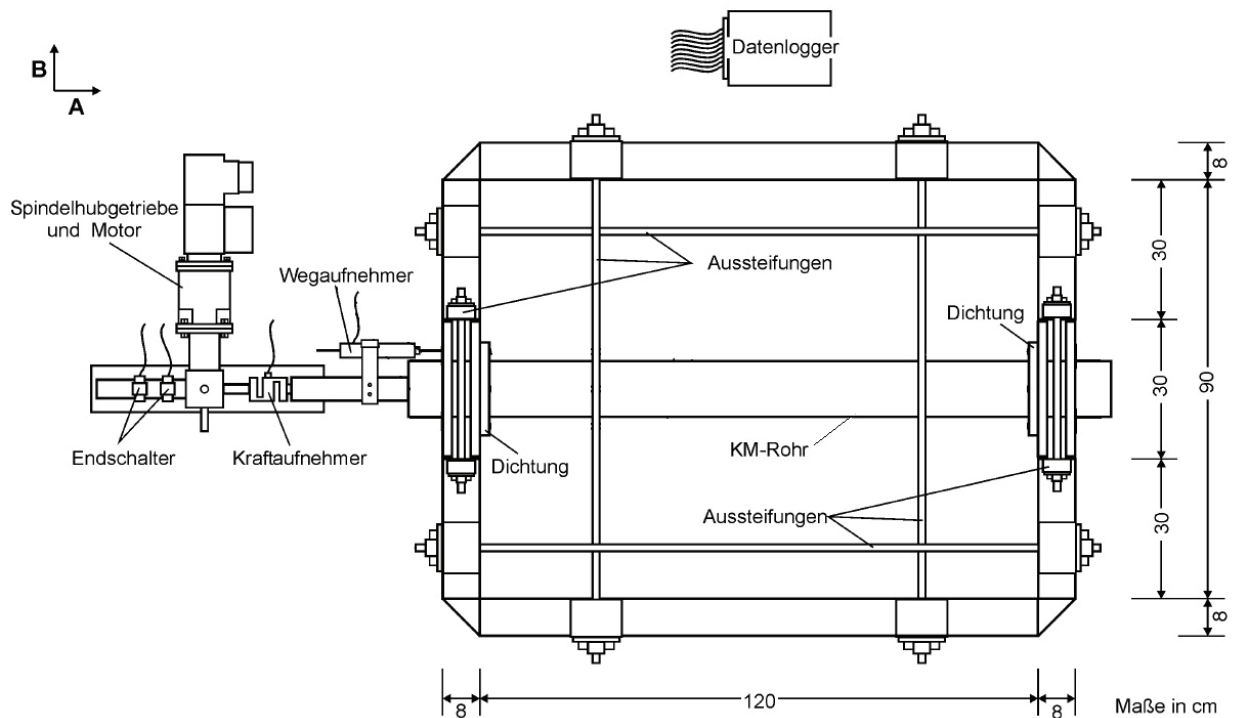


Abb. 5-1: Lichtbild des Modellversuchsstands



Ansicht: Einzug des FW-Rohres

Abb. 5-2: Ansicht des Modellversuchsstands vor Installationsphase

**Ansicht: Betriebsphase****Grundriss: Betriebsphase****Abb. 5-3: Ansicht und Grundriss des Modellversuchsstands in der Betriebsphase**

5.1.1 Vergleich der Randbedingungen der Modellversuche und in situ-Versuche

Die Randbedingungen der Feldversuche lassen einen Vergleich der Ergebnisse mit den Ergebnissen der Modellversuche zu. Bei den durchgeführten in situ-Versuchen wurde ein Überschnitt der Pilotbohrung zur eingezogenen Fernwärmeleitung von 1,3 gewählt (siehe Abschnitt 3.1). Im Modellversuchsstand konnte ein Verhältnis des Bohrlochdurchmessers der Pilotbohrung zum Durchmesser der Fernwärmeleitung von 1,27 realisiert werden. Demnach ist die Vergleichbarkeit in diesem Parameter gegeben. In Tab. 5-1 sind die weiteren Randbedingungen der Versuche gegenübergestellt. Hierbei ist zu beachten, dass die Lagerungsdichte im Feld naturgemäß variiert und Werte zwischen $D = 0,5$ bis $D = 0,7$ einnimmt. Dies entspricht mitteldichten bis dichten Lagerungsbedingungen. Die Lagerungsdichte der Modellversuche konnte durch die entsprechend sorgfältigen Einbauvorgänge genau eingestellt werden. Für den Vergleich der Ergebnisse werden, wie in der Tab. 5-1 ersichtlich ist, die Versuchsergebnisse der eingestellten Lagerungsdichte von $D = 0,5$ bis $D = 0,65$ herangezogen.

Tab. 5-1: Vergleich der Randbedingungen zwischen Modell- und Feldversuch

Versuchstyp	Rohr-typ	Installationsart	Außendurch-messer [mm]	Überdeckungs-höhe h [mm]	Rohrlänge [m]	h/D-Verhältnis [1]	Lagerungs-dichte D [1]
Feldver-such V	KMR	HDD-Verfahren Standard Bentonit-Bohrspülung	315	1240	9,1	3,44	0,5 – 0,7
Feldver-such IV	KMR	HDD-Verfahren Nacherhärtende Bentonit-Bohrspülung	315	1610	7,6	4,61	0,5 – 0,7
Auszieh-versuch II.2	KMR	HDD-Verfahren Standard Bentonit-Bohrspülung	125	1100	53,0	8,3	0,5 – 0,7
Auszieh-versuch III.2	KMR	HDD-Verfahren Standard Bentonit-Bohrspülung	200	1400	22,0	6,5	0,5 – 0,7
Modell-versuch	KMR	HDD-simuliert mit Standard Bentonit-Bohrspülung	110	550	1,2	5,0	0,5 – 0,65

Es stellten sich bei den in dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen an grabenlos installierten Kunststoffmantelrohren Hohlräume ein, welche sich aus dem Auffahren der Pilotbohrung und dem daraus resultierenden größeren Bohrlochdurchmesser ergaben. Diese Hohlräume erstreckten sich weitestgehend über den Rohrscheitel bis hin zu den Rohrkämpferbereichen. Es stellte sich bei den Versuchen ein Rohraufleger in Form eines Bentonitfilterkuchens, bzw. abgelagerten, dränierten Bohrspülungsmaterials ein.

Durch die visuelle Aufnahme der Rohrlagersituation der in situ-Versuche (vgl. Abschnitt 3) kann somit im Vergleich zu den Erkenntnissen aus der Beurteilung der Rohrlagersituation der Modellversuche eine gute Übereinstimmung aufgezeigt werden. Daher scheint das gewählte Simulationsverfahren der Modellversuche geeignet zu sein, um die grundlegenden Verhaltensweisen und Vorgänge einer grabenlos installierten Fernwärmeleitung mit dem HDD-Verfahren unter Laborbedingungen abbilden zu können.

5.1.2 Installationsvorgang

Die grabenlose Installation eines Fernwärmerohres im konzipierten Versuchsstand besteht im Wesentlichen aus drei Prozessen. In der ersten Installationsphase wird ein Pilotrohr im Versuchskasten platziert und anschließend der gesamte Raum im Versuchskasten mit Erdstoff mit der gewünschten Einbaudichte verfüllt. Die Verdichtung wird in mehreren Schichten mit einer elektrischen Rüttelplatte erreicht. An der Rig-Site ist eine Seilwinde mit einem aufgespulten Stahlseil in einem Abstand von rd. 2 m zentrisch auf Höhe der Rohrachse fest im Hallenboden verschraubt. Das Pilotrohr wird an das Stahlseil angeschlagen und aus dem Versuchskasten gezogen. Gleichzeitig wird auf der gegenüberliegenden Seite das bereits angeschlagene Produktrohr eingezogen. Die beiden Rohre sind über eine Gewindestange fest miteinander verbunden, so dass sich keine Relativbewegungen zwischen diesen beiden einstellen. Dadurch wird die gleiche Einzugsgeschwindigkeit des Produktrohres wie die Ziehgeschwindigkeit des Pilotrohres garantiert. Wie in der Praxis üblich wird hierbei mit einem Überschnitt des Pilotrohres gearbeitet, um einen für den Durchmesser des einzuziehenden Produktrohres offenen Bohrkanaal zu gewährleisten. Der Ringspalt ergibt sich aus der Differenz der beiden Außendurchmesser zu:

$$S_{Ring} = (D_{Pilot} - D_{Produkt})/2 \quad (5.1)$$

mit: D_{Pilot} = Außendurchmesser Pilotrohr
 $D_{Produkt}$ = Außendurchmesser Produktrohr

Der Bohrkanaal wird durch den Einsatz einer Bentonitsuspension temporär gestützt. Über Austrittsdüsen am Übergang vom Pilotrohr zum Produktrohr wird der Ringraum mit Suspension gefüllt und das Erdreich gestützt. Nach dem Einzug des Produktrohres wird das auf der Rig-Site herausstehende Pilotrohr demontiert und auf der Pipe-Site die axiale Verschiebeeinrichtung an dem Produktrohr installiert. Rund 48h nach dem Installieren der Fernwärmeleitung werden auf beiden Seiten des Versuchskastens die Dichtungselemente entfernt. Somit kann während der anschließenden Betriebssimulation eine freie Bewegung des Rohres sichergestellt werden und es treten keine zusätzlichen Reibungswiderstände aus Dichtungsflächen auf. Anschließend kann der Simulationsbetrieb der Fernwärmeleitung in Form der induzierten axialen Verschiebung beginnen.

5.1.3 Messinstrumentierung

In den verschiedenen Phasen des Versuchs werden unterschiedliche Messgrößen erfasst. Während des Installationsvorgangs werden der aufgebrachte Spülungsdruck der Bentonitsuspension sowie die Einzugsgeschwindigkeit überwacht. Diese beiden Messgrößen werden über eine interne Druckanzeige an der Mohnopumpe bzw. über eine installierte Messskala in Einzugrichtung abgelesen. Ergänzend wird die eingespülte Menge der Bentonitsuspension aufgezeichnet und somit die theoretisch abgeschätzte Menge verifiziert, um mögliche "Ausbläser" oder Fehlstellen bzw. Störungen im Zulauf der Bohrspülung frühzeitig erkennen zu können. Weiter wird die erforderliche Zugkraft für das Ziehen des Pilotrohres mit einem elektronischen Kraftsensor aufgezeichnet.

Während des Simulationsbetriebs der Fernwärmeleitung werden die Rohrverschiebungen in axialer Richtung sowie die induzierte Kraft in axialer Richtung während der Verschiebung gemessen. Hierzu wird zwischen der Verschiebeeinrichtung und dem Produktrohr ein Kraftsensor

installiert. Dieser ist mit dem Mediumrohr (Stahlrohr DN 40) der Fernwärmeleitung verbunden. Hierdurch wird die kraftschlüssige Einleitung der Verschiebungskräfte in das Fernwärmerohr gewährleistet. Der Verbund zwischen dem Mediumrohr, dem PUR-Schaum und dem PE-Außenmantel realisiert die Relativverschiebung zwischen dem PE-Mantel und dem umgebenden Erdreich. Diese wird über einen induktiven Wegaufnehmer am Mantelrohr in axialer Richtung gemessen.

5.1.4 Einzustellende Parameter

Der Einbau des Fernwärmerohres in den Versuchsstand erfordert die Festlegung von diversen Parametern. Um eine realitätsnahe Abbildung des grabenlos verlegten Rohres zu erhalten, wurden praxisübliche Größen orientierend bei der Festlegung der einzelnen Parameter zugrunde gelegt.

5.1.4.1 Suspensionsdichte

Die Suspensionsdichte muss auf die Eigenschaften des umgebenden Bodens abgestimmt sein. Einfluss auf diesen Parameter haben Bodenart, Kornverteilung, Sättigungszustand und Porengehalt. Erfahrungen aus der Praxis zeigen als grobe Näherung der einzustellenden Suspensionsdichte für den vorliegenden Sand eine Bandbreite von 1,01 bis 1,05 g/cm³ (Stein 2003).

Ausgehend von praxisüblichen Richtwerten wird eine Suspensionsdichte von 1,01 g/cm³ für die Versuche gewählt. Bei der Suspension handelt es sich, wie in Abschnitt 4.3 erläutert, nicht um eine reine Bentonitsuspension, sondern um eine Bohrspülung, welche bereits polymere Zusätze beinhaltet. Diese Polymere bewirken eine Stabilisierung der Suspension und reduzieren bei sandigen Böden das Abpressen der einzelnen Suspensionsbestandteile. Hierdurch kann eine bessere Bohrlochstabilität erreicht werden. Die Suspension wird in einem Dispergiergerät entsprechend den Herstellerangaben aufbereitet und der Suspensionspumpe zugeführt.

5.1.4.2 Überschnittfaktor

Ein wesentlicher Faktor in der Umsetzung von grabenlos installierten Leitungen mittels der HDD-Technik ist der Überschnittfaktor. Dieser beschreibt das Verhältnis der Durchmesser des Pilotrohres zum Produktrohr. Abhängig von den vorherrschenden Bedingungen variiert dieser Faktor. Übliche Dimensionen liegen im Bereich von rd. 20 % bis 40 % (Stein 2003).

$$\ddot{U}F = \frac{D_{Pilot}}{D_{Produkt}} - 1 \quad (5.2)$$

Für den in dieser Arbeit verwendeten Erdstoff unter den gewählten Lagerungszuständen wurde ein Überschnittfaktor von rd. 27 % gewählt. Ausgehend von einem Fernwärmerohr mit 90 mm bzw. 110 mm Außendurchmesser ergibt sich somit für das Pilotrohr ein Außendurchmesser von rd. 114 mm bzw. 140 mm.

5.1.4.3 Suspensionsdruck

Das Einstellen des Suspensionsdruckes ist unter anderem abhängig von der Abbautechnik, dem anstehenden Boden, der Verlegetiefe und der Suspensionsdichte. Im Versuchsstand findet kein Abbau des anstehenden Bodens statt. Durch das bereits installierte Pilotrohr ist die Pilotbohrung bereits hergestellt und der Bohrkanal wird lediglich durch die Bohrspülung gestützt. Es sind keine hydraulischen Kräfte zum Abbau und Fördern von Bohrklein aus dem Bohrkanal er-

forderlich. Solche Randbedingungen des Abbaus können in lokal sehr begrenzten Bereichen zu Suspensionsdrücken von mehreren hundert bar führen, welche jedoch für die Auslegung des Stützdruckes nicht relevant sind. Aus dem zuvor erläuterten Versuchsaufbau entfällt die Notwendigkeit des hohen Druckniveaus und es reicht ein erforderlicher Stützdruck für das Offenhalten des Pilotkanals aus. In der Regel liegt dieser bedingt durch das hydraulische Gefälle entsprechend der gewählten Verlegetiefe bei mindestens 0,2 bar. Der Druck muss aber mindestens so groß sein wie der aktive Erddruck (Elbe 2003).

Der Suspensionsdruck wird über ein Manometer am Ausgang der Suspensionspumpe eingestellt und über den gesamten Installationsvorgang protokolliert. Die aufbereitete Suspension wurde über ein Pumpen-/Leitungssystem zu den Austrittsöffnungen am Einzugrohr geführt, welches schematisch in Abb. 5-4 dargestellt ist. Über die gesamte Zuleitung zu den Austrittsöffnungen der Suspension am Pilotrohr stellen sich Leitungsverluste ein. In einem separaten Versuch wurden die Leitungsverluste experimentell zu 1,1 bar bestimmt. Daher wird der Suspensionsdruck zu 1,3 bar gewählt, um den Mindestdruck im Bohrkanal zu gewährleisten und die Pilotbohrung offenzuhalten. Das Ergebnis des Vorversuches deckt sich mit der Berechnung der Druckhöhenverluste.

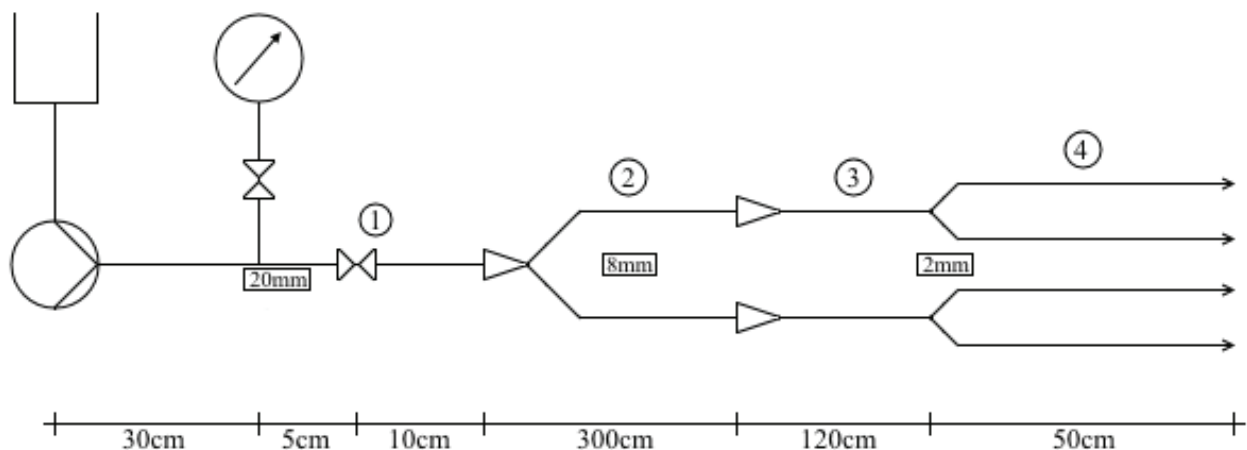


Abb. 5-4: Fließplan der Bentonitsuspension

Auf Grundlage der Rohrquerschnitte, Rohrlängen und Verzweigungen können die Druckverlusthöhen berechnet werden. Nach DARCY-WEISBACH (1855) kann die Verlusthöhe über die Beziehung (5.3) berechnet werden.

$$h_v = \lambda \frac{l}{Dh} \frac{v^2}{2g} \quad (5.3)$$

mit:

- h_v = Verlusthöhe [m]
- λ = Rohrreibungszahl [-]
- l = Rohrlänge [m]
- v = Fließgeschwindigkeit [m/s]
- Dh = Rohrdurchmesser [m]
- g = Erdbeschleunigung [m/s²]

Aufgrund der ermittelten Viskosität, der kleinen Rohrdurchmesser und der geringen Geschwindigkeit ist bei den durchgeführten Versuchen ein laminares Strömungsverhalten anzunehmen. Aus Vorversuchen zur Ermittlung der einzustellenden Parameter konnte ein Durchfluss von ca. 0,5 l/min festgestellt werden.

Aus der abschnittsweisen Ermittlung der Verlusthöhen nach DARCY-WEISBACH (1855) ergibt sich für das gesamte Leitungsnetz bis zur Austrittsöffnung der Injektionsöffnungen eine Druckverlusthöhe von 1,1 bar. Somit konnte der experimentell ermittelte Mindeststützdruck an der Pumpe von 1,3 bar rechnerisch verifiziert werden.

Um die Gefahr von Austritten der Bentonitsuspension in das umgebende Erdreich zu vermindern, muss ein maximaler Suspensionsdruck beachtet werden. Nach ARENDS (2003) kann der maximale Suspensionsdruck für mit dem HDD-Verfahren installierte Rohre in Sandböden nach Gleichung (5.4) berechnet werden. Bei Einhaltung dieser Obergrenze ist die Gefahr des Verlustes der Suspension in das umliegende Erdreich gering.

$$P_{max} = (p'_f + c * \cot \varphi) * \left\{ \left(\frac{R_0}{R_{p,max}} \right)^2 + Q \right\}^{-\sin \varphi / (1 + \sin \varphi)} - c * \cot \varphi \quad (5.4)$$

mit:

$$p'_f = \sigma'_0 (1 + \sin \varphi) + c \cos \varphi$$

$$c = \text{Kohäsion}$$

$$\varphi = \text{innerer Reibungswinkel}$$

$$\sigma'_0 = \text{effektive Initialspannung}$$

$$R_0 = \text{Bohrlochradius}$$

$$R_{p,max} = \text{maximaler Radius der plastischen Zone, bei Sandböden } 2H/3$$

$$Q = (\sigma'_0 \sin \varphi + c \cos \varphi) / G$$

$$G = \text{Schubmodul}$$

Diese, an der TU Delft entwickelte Gleichung, gilt für isotrope Böden und vernachlässigt die geostatischen Erddruckveränderungen innerhalb des Bohrloches. Für den in dieser Arbeit konzipierten Modellversuchsaufbau konnte anhand von Gleichung (5.4) ein maximal empfohlener Suspensionsdruck, abhängig von den Parametern Einbaudichte und Verlegetiefe P_{max} von 0,3 bis 0,55 bar ermittelt werden. Hierbei wurde der erforderliche Eingangswert des Schubmoduls nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“ (2002) bestimmt bzw. ist mit Versuchsergebnissen am vorliegenden Sand abgeglichen worden.

WANG et al. (2007) untersuchten mittels numerischer Simulation die Stabilität von Bohrlöchern, welche mit dem HDD-Verfahren realisiert wurden. In einer Parameterstudie wurden sowohl die Überdeckungshöhe als auch die Durchlässigkeit der untersuchten Böden variiert. Um die Gefahr des hydraulischen Aufbruchs der Bohrlochwandung zu minimieren, kamen WANG et. al zu dem Schluss, dass der optimale Suspensionsdruck nahe des anstehenden Erddrucks liegen soll. Daher herrscht nach STAHELI et al. (1998) die größte Gefahr des Entstehens von hydraulischen Aufbrüchen, welche durch die Suspension hervorgerufen werden können, in der Nähe der Ein- und Austrittsgruben an denen die Überdeckungshöhen gering sind. Darüber hinaus stellten ARIARATNAM et al. (2007) fest, dass der Suspensionsdruck mit der eingestellten Suspensionsdichte und der Bohrlänge zunimmt. Bei den in dieser Arbeit gewählten Ausmaßen der Modellversuche ist dieser Aspekt vernachlässigbar.

Bei der Durchführung der Versuche wurde demnach der entsprechende Mindestdruck, als auch der maximal empfohlene Suspensionsdruck beachtet und ein Suspensionsdruck eingestellt, welcher geringfügig über dem initialen Erddruck liegt.

5.1.4.4 Suspensionsvolumen

Vor dem Einzug des Produktrohres wird die vorzuhaltende Menge an Bohrspülung berechnet. Diese ergibt sich aus der Differenz der beiden eingesetzten Rohrdurchmesser und einem Faktor, welcher die Verluste über die Penetration der Bohrspülung ins umgebende Erdreich erfasst.

$$V_S(l) = [L * (A_{Pilot} - A_{Produkt})] * f_V \quad (5.5)$$

mit: A_{Pilot} = Flächeninhalt Pilotrohr
 $A_{Produkt}$ = Flächeninhalt Produktrohr
 L = Leitungslänge
 f_V = Verlustfaktor

Auf der Grundlage, dass in den Versuchskasten trockener Erdstoff eingebaut wird, ist mit einem großen freien Porenvolumen zu rechnen, in welches die eingebrachte Suspension eindringen kann. Aus den Ergebnissen zum Eindringverhalten der Suspension nach Abschnitt 4.4 wird zusätzlich zum rechnerischen Ringraumvolumen nach Gleichung (5.5) mit einem Verlust der Bohrspülung in den umgebenden Boden gerechnet. Nach PRAETORIUS et. al (2016) ist mit einem zusätzlichen Volumen der einzubringenden Bentonitsuspension abhängig von der anstehenden Bodenart zu rechnen. Tab. 5-2 zeigt die zu erwartenden Volumina.

Tab. 5-2: Zusätzliches Verpressvolumen (Praetorius 2016)

Bodenart	Erstverpressungsvolumen
Kies	$4,18 * V_{\text{Ringspalt}}$
Kies / Sand	$2,8 * V_{\text{Ringspalt}}$
Sand	$1,36 * V_{\text{Ringspalt}}$
Feinsand	$1,17 * V_{\text{Ringspalt}}$
Schluff	$1,02 * V_{\text{Ringspalt}}$
Ton	$1,0 * V_{\text{Ringspalt}}$

Die ermittelten Suspensionsmengen der durchgeführten Modellversuche wurden über der eingestellten Lagerungsdichte des Erdstoffes aufgetragen. Es konnte eine Korrelation zwischen der eingestellten Dichte des Erdstoffes und dem eingebrachten Suspensionsvolumen aufgestellt werden. Im Verhältnis zum berechneten Ringraumvolumen wurde ein zusätzliches Volumen in Höhe des 1,5- bis 2,1-fachen gemessen. Damit wurden etwas größere zusätzliche Verpressvolumina ermittelt, als von anderen Autoren (Praetorius 2016) ermittelt wurden.

In Abb. 5-5 sind die verpressten Mengen an Suspension im Verhältnis zum aufgefahrenen Ringraum dargestellt.

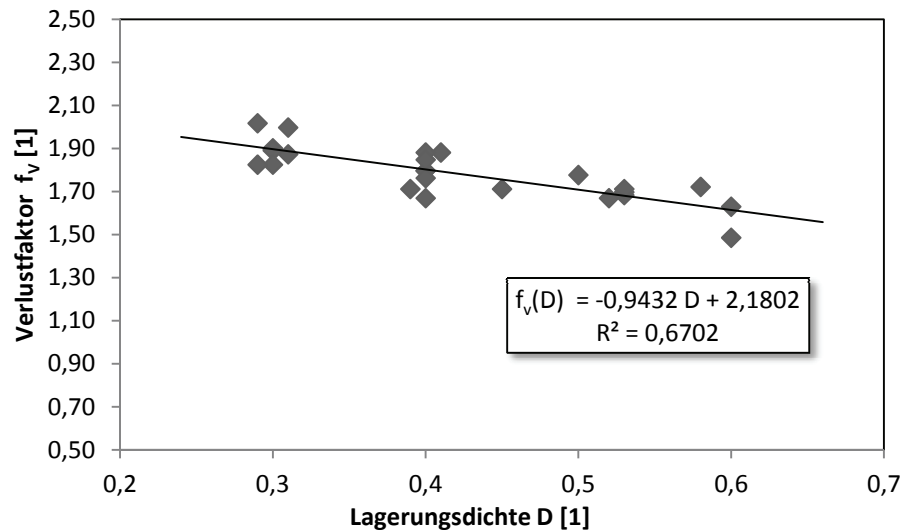


Abb. 5-5: Suspensionsverlustfaktor unter Variation der Lagerungsdichte

Aus den Ergebnissen im Versuchsstand zeigt sich somit eine Abhängigkeit zwischen der variierten Lagerungsdichte und der verpressten Suspensionsmenge. Mit steigender Erdstoffdichte nimmt die verpresste Suspensionsmenge ab. Der funktionelle lineare Zusammenhang zwischen diesen beiden Messgrößen zeigt mit einem Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,67$ einen guten Zusammenhang.

Im Vergleich zu den bereits durchgeführten Versuchen zur Bestimmung der Eindringtiefe (siehe Abschnitt 4.4) wurden demnach im Modellversuchsstand größere zusätzliche Suspensionsmengen festgestellt. Zu erklären ist dies durch geringe Verluste an den Rohrdurchstoßungspunkten der Versuchskiste.

5.1.4.5 Einzugeschwindigkeit

Bei den Versuchen im grabenlosen Fernwärmestand wird mit realitätsnahen Randbedingungen gearbeitet. Die Einzugeschwindigkeit muss genau auf die vorhandene Pumpenleistung abgestimmt sein, damit keine Fehlstellen bzw. Druckspitzen beim Rohreinzug entstehen. Ausgehend von der vorhandenen Pumpenleistung wurde eine angepasste Einzugeschwindigkeit v_E zu 0,05 m/min gewählt. Entsprechend werden 20 min/m Leitungslänge benötigt. Im Vergleich zu praktischen Erfahrungen (AGFW 2020), (Bayer 2005), (Buja 2014) ist die angewendete Einzugeschwindigkeit ca. 10-fach geringer, was der kleineren Versuchstechnik geschuldet ist.

5.1.4.6 Pumprate

Die Pumprate bezeichnet die geförderte Suspensionsmenge aus dem Vorratsbehälter in den Ringraum. Die erforderliche Pumprate ist abhängig von der Einzugeschwindigkeit und dem Überschnitt.

$$P_r > V_S * v_E \quad (5.6)$$

mit: P_r = Pumprate
 V_S = Suspensionsvolumen pro Längeneinheit
 v_E = Einzugeschwindigkeit

Die Einhaltung der erforderlichen Pumprate wurde in den Versuchsdurchführungen gewährleistet. Die Einzugeschwindigkeit des Rohres wurde zu 0,05 m/min gewählt, so dass die erforderliche Pumprate daran angepasst werden konnte. STAHELI et al. (1998) empfehlen, zur Verhinderung von hydraulischen Aufbrüchen durch das Injizieren der Suspensionsflüssigkeit sowohl die Pumprate, als auch die Einzugeschwindigkeit so gering wie möglich zu halten.

5.1.5 Sandeinbau

Der Sand wurde in mehreren Lagen von rd. 5 cm Mächtigkeit in den Versuchsstand eingebaut. Aus dem Vorratsbehälter wurde der Sand mit geeigneten Hilfsmitteln entnommen und in die Versuchskiste eingefüllt. Die Versuche mit der geringsten eingestellten Dichte wurden ohne weitere Verdichtungsenergie realisiert. Es wurde beim Einfüllen des Sandes auf eine gleichbleibende Ausschütthöhe der Sandeimer geachtet, um eine möglichst homogene Dichte über die gesamte Füllhöhe zu erreichen. Bei höheren geforderten Dichten wurden die einzelnen Schichten mittels einer handgeführten elektrischen Rüttelplatte (Grundfläche 18 x 26 cm, Gewicht 7,0 kg) lagenweise auf die gewünschte Dichte verdichtet. Die Variation der einzustellenden Dichte erfolgte dabei über die aufgebrauchte Verdichtungszeit bzw. die Verdichtungsvorgänge pro eingebauter Sandlage. Die Verdichtung mittels Vibration ist in Bezug auf die mechanische Belastung der einzelnen Sandkörner schonender und in ihrer Verdichtungsleistung gleichmäßiger als beispielsweise die Verdichtung mit Handstampfern. In einem ähnlichen Versuchsaufbau konnte WEIDLICH (2008) mit unterschiedlichen Einbaumethoden bereits eine gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse nachweisen sowie die Gefahr der Veränderung der Kornzusammensetzung durch Kornbruch ausschließen.

Je Schicht wurden die geforderte Soll-Einbauhöhe und die Einbaumasse mit den Realwerten verglichen, um eine homogene Dichteeinstellung zu realisieren. Darüber hinaus wurde in einzelnen Versuchen die eingestellte Dichte nach der Fertigstellung des Einbauvorgangs durch eine Verdichtungskontrolle mittels einer Rammsondierung überprüft.

Auf die Dichtekontrolle mittels Probenentnahmezylindern wurde aufgrund von Erfahrungen bei der Dichtebestimmung an trockenen Sanden von anderen Autoren verzichtet (Bätcke 1984, Hanna und Soliman-Saad 2001). Bei der Entnahme von trockenem Sand mittels Ausstechzylindern führen Erschütterungen und Kornumlagerungen zu einem Abweichen der Dichte im Entnahmezylinder von der Dichte im Versuchskasten.

5.1.6 Simulationsbetrieb

Nach der grabenlosen Installation des Fernwärmerohres wird eine Konsolidierungsphase eingehalten. Üblicherweise findet in der Zeit nach der Installation der Anschluss des eingezogenen Rohrabschnitts an das restliche Rohrnetz statt. Die Dauer dieses Vorganges beträgt Tage bis hin zu mehreren Wochen. In dieser Konsolidierungsphase kann die flüssige Bohrspülung drainieren und somit eine Konsistenzänderung hervorgerufen werden. Daraus geht ein Feststoffverhalten der anfänglich flüssigen Bentonitsuspension hervor. Die Konsolidierungsphase wurde bei den Versuchen für eine Woche gehalten, bevor der Simulationsbetrieb der Fernwärmeleitung induziert wurde.

Im Simulationsbetrieb wird das Fernwärmerohr axial zyklisch verschoben und somit die thermische Ausdehnung im Gleitbereich simuliert (Girnius 1982). Hierbei ist zu beachten, dass die radiale Ausdehnung des Rohres vernachlässigt wird. Es wurden bis zu 20 Lastzyklen aufge-

bracht. Der maximale Verschiebungsweg pro Zyklus beträgt ca. 25 mm. Die axiale Vorschubgeschwindigkeit wurde zu 2 mm/min gewählt. Nach dem Simulationsbetrieb der Fernwärmeleitung wurde das Produktrohr deinstalliert und bei den Versuchsserien mit einem stabilen Bohrkanal wurde die Bohrlochwandung visuell auf ihre Ausbildung beurteilt.

Bei einer weiteren Versuchsserie wurde jeweils ein Einsturz des sich einstellenden Bohrkanals erzwungen. Nach der Installation des Fernwärmerohres und vor dem Simulationsbetrieb wurde die Firste mit geeignetem Werkzeug gestört und somit ein Einsturz des Kanals erzeugt. Hierzu wurde oberhalb der Leitungstrasse von der Oberfläche aus senkrecht in Richtung der Bohrkanals ein Stahlstab bis zum Durchdringen der Bohrlochwand gedrückt. Diese Störung wurde entlang der Trasse in einem Abstand von 5 cm durchgeführt, so dass der Kanal vollständig kollabierte. Anschließend wurden die gleichen Lastkollektive wie bei der Versuchsserie mit den stabilen Bohrkanälen aufgebracht.

Die beiden erzeugten Lagerungsbedingungen des Rohres stellen die Extremsituationen eines grabenlos installierten Rohres dar. In den in Abschnitt 3 beschriebenen in situ-Versuchen von grabenlos installierten Fernwärmeleitungen mit dem HDD-Verfahren, konnten bei anschließender Aufgrabung der Rohre diese Bettungssituationen der Fernwärmeleitungen aufgezeigt werden. Nach der Betriebsphase und einer Liegedauer von ca. 1,5 Jahren sind entsprechend stabile Bohrkanäle vorgefunden worden, siehe auch Abschnitt 3.

5.2 Ergebnisse

Aus den Versuchen im Versuchsstand wurden die gemessenen Reibungskräfte während des Simulationsbetriebs im Hinblick auf eine Korrelation zu weiteren Versuchsparametern ausgewertet. Die Ergebnisse hierzu werden in den folgenden Abschnitten dargestellt.

5.2.1 Erddruckbeiwert

Der Erddruckbeiwert wurde in einigen Versuchen durch den Einsatz von Erddruckmessgebern gemessen. Dabei kamen Sensoren der Firma Kulite Typ 0234 zum Einsatz. Um den vertikalen Erddruck zu messen, wurde ein Sensor horizontal auf dem Boden der Versuchskiste installiert. Dieser Sensor wurde in einem Abstand zur Außenwand von ca. 20 cm platziert und weist somit zur Rohrachse ebenfalls diesen Abstand auf. Auf diese Weise konnte eine Erddruckabschirmung durch das eingebaute Pilotrohr ausgeschlossen werden. Ein weiterer Messgeber wurde an der Seitenwand des Versuchskastens in einem Abstand von rd. 10 cm über dem Boden des Versuchskastens appliziert, um den horizontalen Erddruck zu erfassen. Aus dem Verhältniswert der beiden gemessenen Erddrücke kann der Erddruckbeiwert k ermittelt werden. Starre Bauteile wie ein Sensor stören den Spannungszustand im Erdkörper (Paikowsky 1997). Um den Erdkörper so wenig wie möglich zu stören, wurden angeschrägte Kunststoffscheiben um die Erddruckmessgeber herum verbaut (Weidlich 2008).

Für die Einbausituation der Versuchskiste ergeben sich keine horizontalen Bewegungen der seitlichen Einfassungen der Kiste. Der Erdruchdruckbeiwert kann nach dem Regelwerk DIN 4085 (2017) berechnet werden.

$$k_{ogh} = 1 - \sin \varphi' \quad (5.7)$$

Daraus ergibt sich für den verwendeten Versuchssand der in der Abb. 5-6 abgebildete lineare Zusammenhang zwischen eingestellter Lagerungsdichte und berechnetem Erdruchdruckbei-

wert. Darüber hinaus wurde der in der Testbox gemessene Erddruckbeiwert vergleichend mit in das Diagramm übertragen.

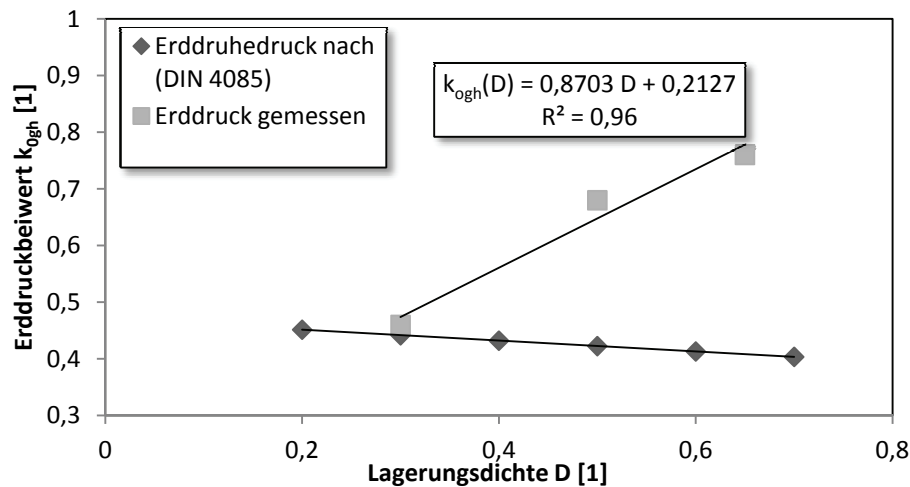


Abb. 5-6: Erddruckbeiwert im Versuchskasten

Es ergibt sich gegenüber dem Erddruhedruck ein erhöhter Erddruckbeiwert in der Versuchskiste, welcher auf Verspannungseffekte während des Verdichtungsvorgangs der einzelnen Bodenkörner in der Kiste zurückzuführen ist.

Untersuchungen anderer Autoren konnten in experimentellen Untersuchungen von erdverlegten Rohren abhängig von der Lagerungsdichte der untersuchten Sande ebenfalls deutlich erhöhte Erddruckbeiwerte ermitteln. So konnten WIJEWICKREME et al. (2009) für stark verdichtete Sande Erddruckbeiwerte $k_0 < k < 2,5$ feststellen und somit eine sehr große Streubreite der anzusetzenden horizontalen Erddrücke aufzeigen.

Ein erhöhter Erddruckbeiwert kann bei natürlichen Böden aufgrund ihrer Genese vorhanden sein. Der im Modellversuch ermittelte erhöhte Erddruckbeiwert spiegelt somit einen eher überkonsolidierten Versuchsboden wieder. Dies ist bei Vergleichsberechnungen mit in situ-Versuchen zu berücksichtigen.

5.2.2 Untersuchung des ausgebildeten Ringraumes

In den Versuchen konnte abhängig von eingestelltem Suspensionsdruck und Förderrate ein durchgehender Bohrkanal für den Einzug des Produktrohrs offen gehalten werden. Selbst nach der entsprechenden Ruhephase nach der Installation des Produktrohrs und der eigentlichen zyklischen axialen Verschiebung ist der Bohrkanal bei nahezu allen Versuchen unter den eingestellten Randbedingungen stabil geblieben und nicht kollabiert. Nach der zyklischen Verschiebung wurde das Produktrohr aus dem Versuchskasten in Richtung der Rig-site herausgezogen. Anschließend konnte der Bohrkanal visuell beurteilt werden.



Abb. 5-7: Lichtbild des Bohrkanals

Es bildete sich eine dünne Filterkuchenschicht im Grenzbereich aus, welche das umgebende Erdreich durch die eingespülten Feinstteilchen und die damit verbundenen kohäsiven Kräfte stützte. Abb. 5-7 zeigt einen Bohrkanal beim Herausziehen des Produktrohres.

5.2.2.1 Räumliche Ausdehnung des Rohraufagers

Die eingespülte Bentonitsuspension sedimentiert und dräniert nach der Installation des Fernwärmerohres. Es konnten Ablagerungen der dränierten Bentonitsuspension um das Rohr herum aufgezeigt werden, welche eine Schichtdicke von ca. 10 bis 15 mm aufweisen. Im Vergleich dazu ist der Filterkuchen in den oberen Kämpferbereichen und in der Firste lediglich 1 bis 2 mm stark. Die abgelagerte Suspension bildet ein Rohraufager im Bereich der Rohrsohle bis hin zu den Rohrkämpfern aus. In einzelnen Versuchen der Studie wurde das Rohraufager vermessen, indem nach der Versuchsdurchführung das Rohr freigelegt wurde und mit Hilfe eines Maßbandes die freie Rohroberfläche gemessen wurde. Die Rohraufagerfläche konnte somit als Differenz des Rohrumfanges und der gemessenen freien Rohrfläche der Kämpfer und Firstbereiche gebildet werden. Die Variation in der räumlichen Ausdehnung ist auf die untere Rohrhalbachse begrenzt und weist eine Ausbreitung von rd. 105° bis rd. 130° auf. Eine Abhängigkeit von der eingestellten Lagerungsdichte konnte dabei nicht festgestellt werden. In Abb. 5-8 ist eine schematische Abbildung der Bohrkanalsituation mit eingepresster Bentonitsuspension bei stabilen Bohrkanalverhältnissen abgebildet.

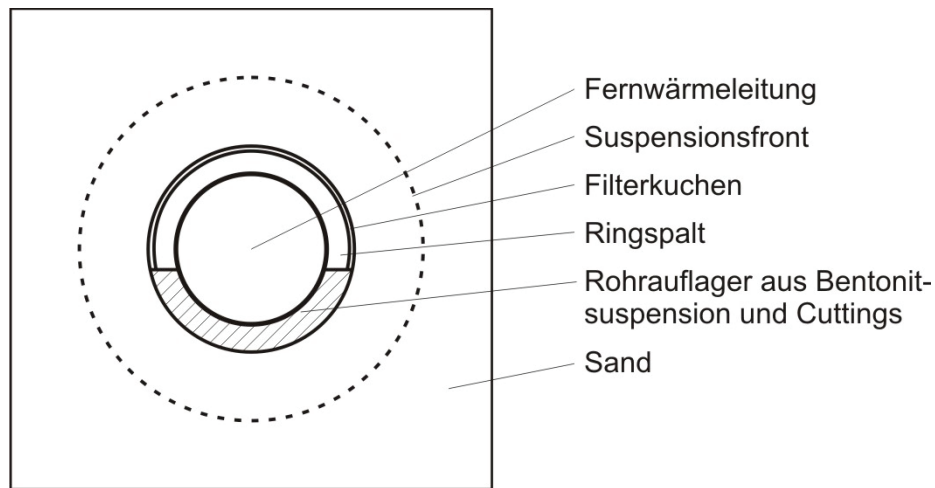


Abb. 5-8: Ausbildung des Rohraufagers

Wie in Abb. 5-8 ersichtlich, ist die Kontaktzone des grabenlos installierten Fernwärmerohres lediglich auf die Rohrauflegerfläche begrenzt, welche sich aus der dränierten Bohrspülung und Sandpartikeln der umgebenden Bodenzone zusammensetzt.

5.2.2.2 Stoffliche Zusammensetzung des Ringraummaterials

Das im Kontakt zu dem Rohr stehende Material des Rohraufagers wurde in ausgewählten Versuchen auf seine granulometrischen Bestandteile hin untersucht. Es zeigte sich, dass das abgelagerte Material zu ca. 15 % aus bindigen Teilchen und zu ca. 85 % aus Sand besteht. Die Sandbestandteile sind aus dem umgebenden Erdreich gelöste Bodenkörner, welche als sogenannte „Cuttings“ in dem Ringraummaterial enthalten sind. Die Menge an Bodenbestandteilen in der Rohrsohle kann als Maß für den Stofftransport der eingesetzten Bohrspülung des gelösten Bodens nach Übertage herangezogen werden. Sofern die Bohrspülung ihre Tragfähigkeit verliert ist ein Ansteigen der gelösten Bodenpartikel zu verzeichnen (Elbe 2003). In Abb. 5-9 ist die Korngrößenverteilung des Ringraummaterials dargestellt, welches in Kontakt zum Rohr steht.

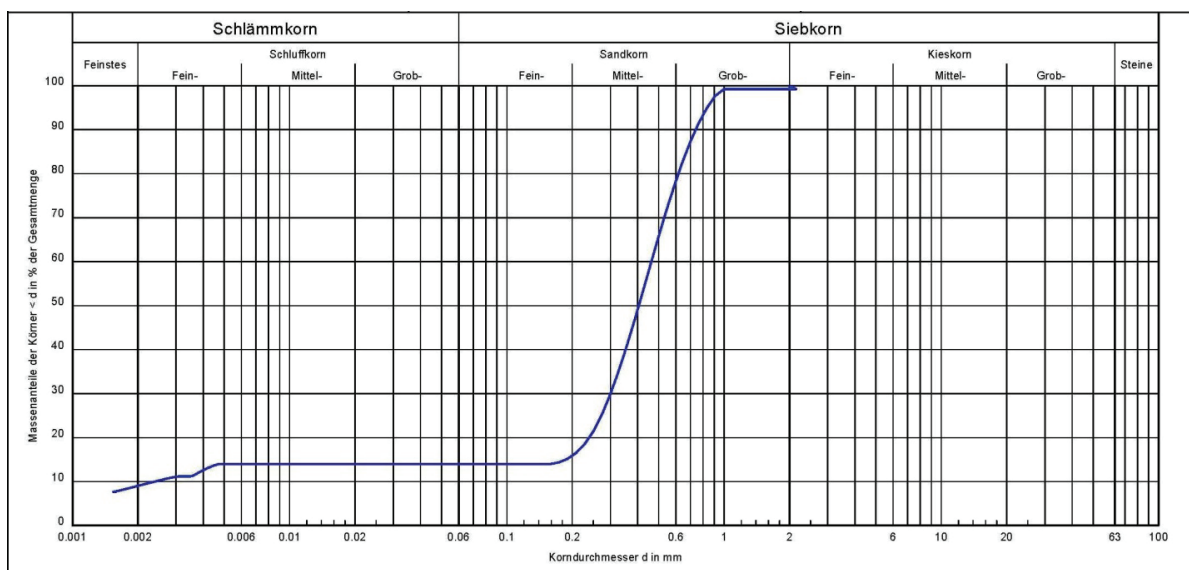


Abb. 5-9: Granulometrische Zusammensetzung des Ringraummaterials

Das Ringraummaterial zeigt demnach eine deutlich andere Materialzusammensetzung als der umgebende Erdstoff. Die Massenanteile von rd. 15 % der bindigen Teilchen setzen sich zu einem Großteil aus den dispergierten Bentonitteilchen zusammen. Diese können durch ihre hohe Wasseraufnahmefähigkeit ein Vielfaches ihres Trockengewichts an Wasser aufnehmen (Caenn 2011). Durch die hiermit verbundene Volumenzunahme steht der PE-Mantel vorrangig mit den bindigen Anteilen in Berührung. Daher werden die Reibungseigenschaften in Bezug zum PE-Rohraußenmantel nicht mehr durch den umgebenden Erdstoff, sondern vielmehr durch die Kombination PE-Außenmantel / Ringraummaterial bestimmt. Die Reibungsparameter dieser Materialkombination wurden in kleinmaßstäblichen Reibungsversuchen, siehe Abschnitt 6.3.1, ermittelt.

5.2.3 Auswertung der gemessenen Reibungskräfte - Installationsphase

Nachfolgend werden die Ergebnisse der durchgeführten Modellversuche hinsichtlich der gemessenen Reibungswiderstände während der Installation dargestellt. Die Messung und Auswertung der Zugkräfte ist als Plausibilitätskontrolle für die eingestellten Randbedingungen der Modellversuche zu werten. Es sollte hierdurch überprüft werden, ob sich Verspannungseffekte entlang der Rohrachse in der Versuchskiste einstellen und somit z.B. höhere Überdeckungen nicht zwangsläufig zu höheren Erddrücken führen.

5.2.3.1 Auszieh Widerstand des Pilotrohres

Während der grabenlosen Installation des Fernwärmerohres wurden beim Herausziehen des Pilotrohres bzw. Einziehen des Fernwärmerohres über einen an dem Zugseil verbauten Kraftsensor die axial wirkenden Zugkräfte gemessen.

Grundsätzlich konnte mit der Messung der axial aufgetragenen Zugkraft zur Installation des Fernwärmerohres eine indirekte Überprüfung der eingestellten Einbaudichte erfolgen. Mit zunehmender Einbaudichte stehen beim Herausziehen des Pilotrohres mehr Körner im Kontakt zum Rohr und erhöhen somit den Reibungswiderstand. In Abb. 5-10 sind exemplarisch die gemessenen Reibungskräfte beim Installationsvorgang für diverse Versuchsrandbedingungen dargestellt. Dabei ist zu beachten, dass die aufgezeichneten Kräfte die Summe der Reibungskräfte zwischen Pilotrohr und Erdstoff sowie Fernwärmerohr und Suspension darstellen. Letztere sind jedoch als vernachlässigbar gering einzustufen.

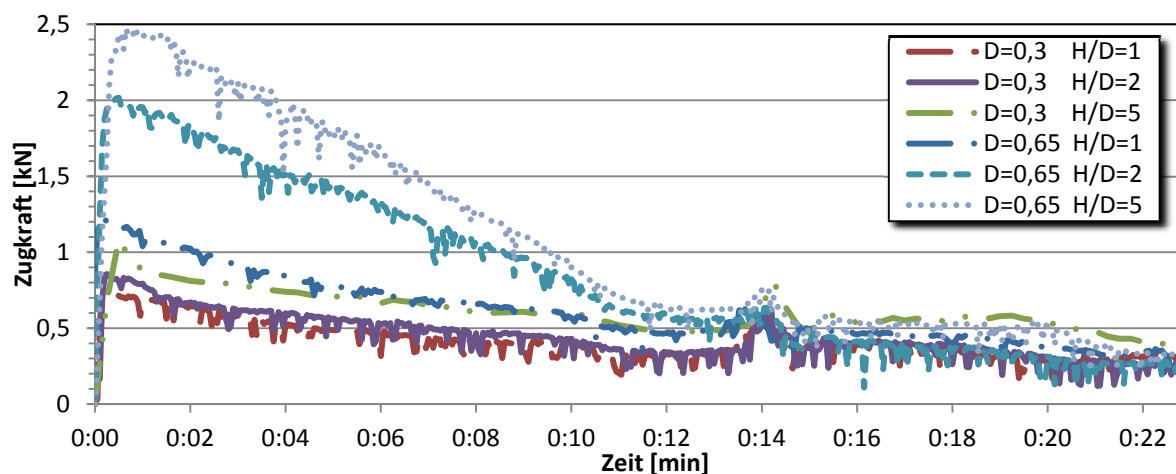


Abb. 5-10: Zugkräfte beim Installationsvorgang

In der obigen Abbildung kann sehr gut die Abhängigkeit der erforderlichen Zugkraft von der gewählten Einbaudichte des Erdstoffes bzw. von der Überdeckungshöhe abgeleitet werden. Die maximal erforderlichen Zugkräfte ergeben für die lockere Erdstofflagerung $F_{\text{rmax}}=0,71$ kN bei $H/D=1$ (bezogen auf die Fernwärmeleitung), $F_{\text{rmax}}=0,86$ kN bei $H/D=2$ sowie $F_{\text{rmax}}=1,08$ kN bei $H/D=5$. Bei der untersuchten dichten Erdstofflagerung wurden $F_{\text{rmax}}=1,19$ kN bei $H/D=1$, $F_{\text{rmax}}=2,02$ kN bei $H/D=2$ sowie $F_{\text{rmax}}=2,5$ kN bei $H/D=5$ verzeichnet. Nach der maximal erforderlichen Zugkraft fallen die Zugkräfte kontinuierlich über den weiteren Installationsprozess ab, weil immer weniger Mantelfläche des Pilotrohres im Kontakt zu dem umgebenden Erdreich steht. Alle Versuche weisen bei einer Versuchsdauer von rd. 14 min einen Peak-Wert aus, welcher darin begründet ist, dass das Pilotrohr aus zwei verschraubbaren Elementen besteht und dieser Verbindungsteil eine Unebenheit der Rohraußenfläche darstellt. Beim Durchziehen dieses Rohrabschnittes durch das Dichtungselement wird kurzzeitig ein Peak der Zugkraft hervorgerufen.

An dieser Stelle wurde die maximal erforderliche Zugkraft der Versuchsergebnisse mit dem Ansatz der AGFW FW 401-10 (2020)

$$F_R = \left(\frac{(1+k_0)}{2} * \gamma * \left(H + \frac{D}{2} \right) * \pi * D \right) * \mu \quad (5.8)$$

für die maximalen Reibungskräfte an Fernwärmeleitungen verglichen. Das Ergebnis ist in Abb. 5-11 dargestellt. Das Pilotrohr besteht aus dem Werkstoff PVC und weist somit eine deutlich geringere Festigkeit auf als der Werkstoff PEHD des Außenmantels einer Fernwärmeleitung. Daher sind bereits nach wenigen durchgeführten Versuchen deutliche Kerben bzw. eine Erhöhung der Oberflächenrauheit des Pilotrohres festgestellt worden, welche den Reibungskoeffizienten beeinflussen. Es wurde sowohl der erhöhte Erddruckbeiwert als auch ein angepasster Reibungskoeffizient für den Kontakt PVC-Rohr / Erdstoff berücksichtigt. Nach POTYONDY (1961) kann hierbei der Reibungsbeiwert zu

$$\mu_{\text{PVC}} = 0,7 * \tan \varphi \quad (5.9)$$

ermittelt werden.

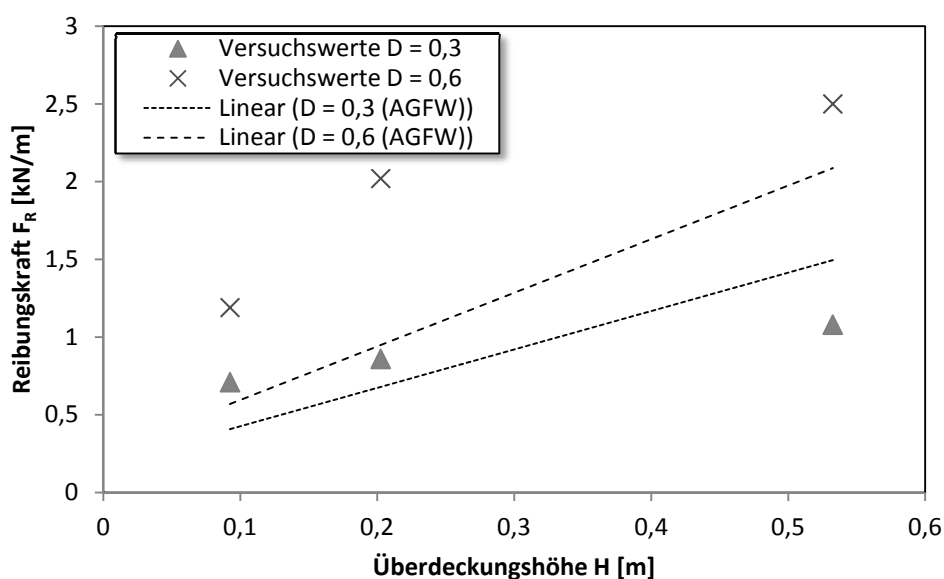


Abb. 5-11: Vergleich der maximalen Zugkräfte

Bei der Analyse der Ergebnisse sind folgende Punkte zu beachten, welche die Vergleichbarkeit beeinflussen. Die Durchführung des Pilotrohres durch die Dichtungselemente führt zu einem zusätzlichen Anteil der Reibungskraft. Eine Offsetermittlung dieser Kräfte war nicht eindeutig möglich, da eindringende Sandkörner in den Zwischenraum zwischen Pilotrohr und Dichtungselement zu zusätzlichen Reibungswiderständen führten, welche in einem Offsetversuch ohne eingebrachten Sand nicht gemessen werden konnten.

Unter Einbeziehung der Abb. 5-11 konnte festgestellt werden, dass tendenziell die im Versuch erfassten Reibungskräfte größer sind als die nach dem Berechnungsansatz der AGFW ermittelten. Aus den genannten Gründen ist dies jedoch nachvollziehbar. Lediglich der Versuch bei einem Überdeckungsverhältnis von $H/D = 5$ unter lockerer Erdstofflagerung weist geringere Widerstände auf. Dieser Versuch wurde chronologisch als erster Versuch durchgeführt. Daher kann ein hierbei geringerer ermittelter Reibungswiderstand auf das deutlich glattere Rohr im Neuzustand zurückzuführen sein. Darüber hinaus ist aus der Literatur bekannt, dass unter niedrigen Auflastspannungen eine Nichtlinearität des Reibungsbeiwertes auftreten kann und somit erhöhte Reibungsbeiwerte hervorgerufen werden können (Pregl und Zach 1983), (Giroud, Darrasse und Bachus 1993), (Stark und Poeppel 1994), (Fillibeck und Floss 1999), (Heinemann 2016).

Tab. 5-3: Vergleich der maximalen Zugkräfte mit angepassten Reibungsbeiwerten

Überdeckungshöhe H [m]	Reibungskoeffizient (rückgerechnet) [1]	
	D = 0,3	D = 0,6
0,1	0,82	1,07
0,2	0,6	1,09
0,55	0,34	0,61

Unter Beachtung dieser beiden Erkenntnisse wurden über den Berechnungsansatz der AGFW die Reibungskoeffizienten auf Grundlage der ermittelten Reibungskräfte in den Versuchen zurückgerechnet. Die kalkulierten Reibungskoeffizienten sind in Tab. 5-3 aufgeführt. Es ist deutlich zu erkennen, dass lediglich die rückgerechneten Reibungskoeffizienten unter der größten Überdeckungshöhe plausible Größenordnungen erreichen. Unter den geringeren Überdeckungshöhen scheinen nicht erfasste Randbedingungen wie Bodenverspannungen oder zusätzliche Reibungskräfte in den Rohrdurchführungsdichtungen stärkeren Einfluss zu haben und führen somit zu nicht nachvollziehbar großen Reibungskoeffizienten.

5.2.4 Auswertung der gemessenen Reibungskräfte - Betriebsphase

In der „Betriebsphase“ wurde das installierte Fernwärmerohr zyklisch axial verschoben. Die Versuchsserien wurden hinsichtlich der gemessenen Reibungskräfte auf Korrelationen zu den eingestellten Versuchsparametern hin untersucht. Es sollte die Fragestellung beantwortet werden, wie sich ein grabenlos installiertes, zyklisch axial belastetes Rohr verhält und welche Bodenreaktionen hervorgerufen werden.

5.2.4.1 Versuchsergebnisse der Referenzversuche

Ergänzend zu den Versuchsserien der grabenlos installierten Fernwärmeleitungen wurden zwei Referenzversuche unter einem Überdeckungsverhältnis von $H/D = 5$ mit einem Fernwärmerohr DN 40 durchgeführt, bei denen eine Fernwärmeleitung im „offenen Graben“ installiert wurde. Im Unterschied zu der Versuchsserie „grabenlos“ wurde bei den Referenzversuchen das Fernwärmerohr in dem leeren Versuchskasten installiert und anschließend der Sand lagenweise eingebaut. Es wurden für den umgebenden Sand, die Überdeckungshöhe, den Verschiebungsweg, die Anzahl der Lastzyklen sowie den Rohrdurchmesser die gleichen Randbedingungen der grabenlosen Verlegung gewählt. Die Abb. 5-12 zeigt das Ergebnis des Referenzversuchs in dicht gelagerter Sand.

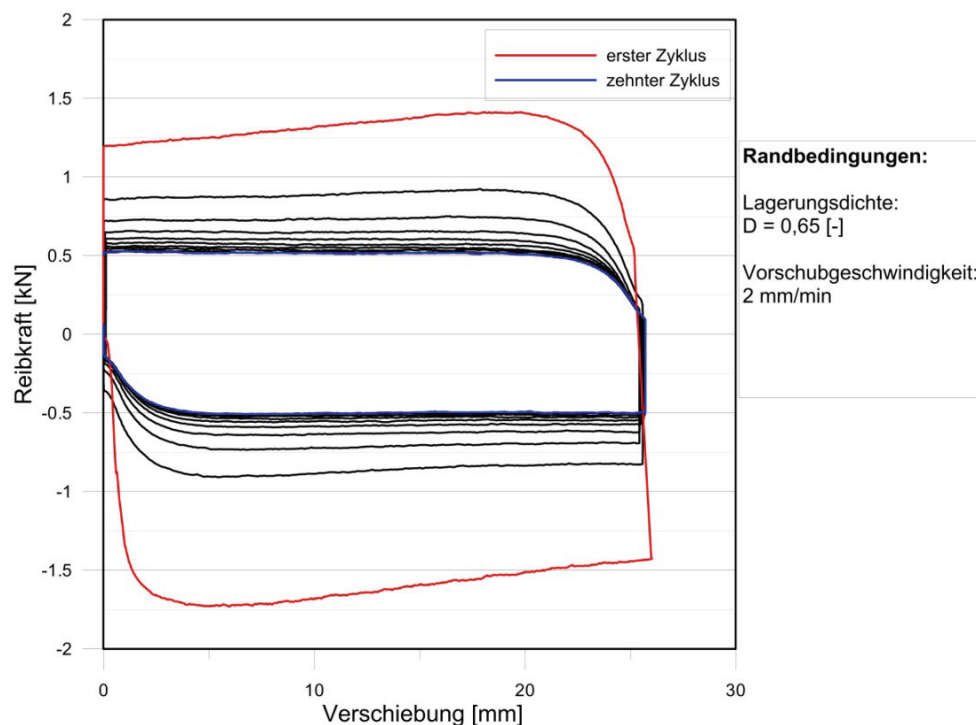


Abb. 5-12: Ergebnis des Referenzversuchs (dicht gelagerter Sand)

Der Referenzversuch weist eine Degradation der ermittelten Reibungswiderstände über die aufgetragenen Lastzyklen auf. Wie in Abb. 5-13 ersichtlich ist, findet die größte Reduzierung der gemessenen Reibungswiderstände nach der ersten Richtungsumkehr statt. Die Differenz der Abnahme wird mit jedem folgenden Lastzyklus geringer, bis ab dem achten Lastzyklus keine signifikante Änderung des Reibungswiderstands mehr feststellbar ist.

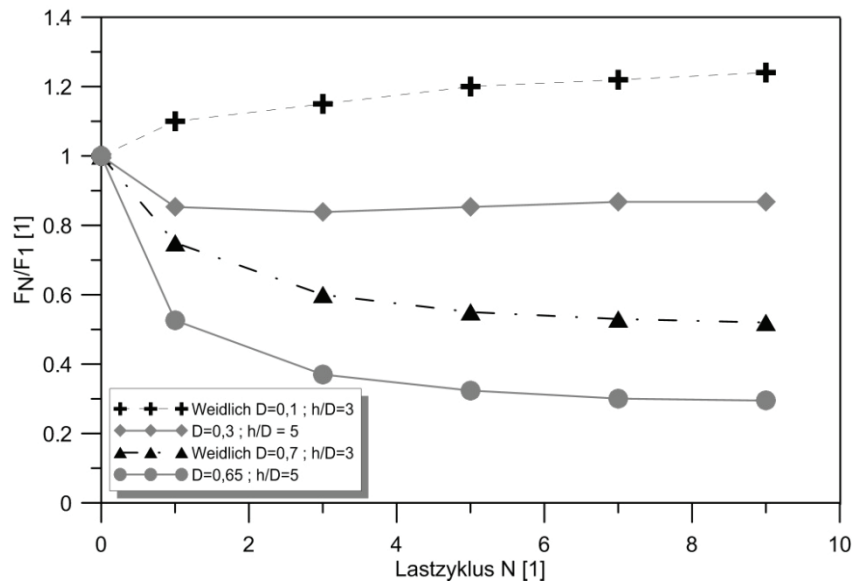


Abb. 5-13: Degradation über Lastzyklen (Referenzversuche)

Es wurde für dicht gelagerten Sand eine Degradation F_{10}/F_1 von 0,29 ermittelt. Für lockere Lagerungsbedingungen wurde nur eine geringe Degradation von 0,87 festgestellt. Unter Einbeziehung der Versuche von WEIDLICH (2008), welche in Abb. 5-13 für ein Überdeckungsverhältnis von $H/D = 3$ dargestellt sind, konnten demnach bei den Referenzversuchen plausible Ergebnisse für die Reibungsdegradation von in Sand gelagerten Fernwärmeleitungen unter zyklisch, axialer Belastung mit dem Modellversuchsstand gezeigt werden. WEIDLICH stellte fest, dass bei lockerer Erdstofflagerung eine Zunahme der gemessenen Reibungswiderstände auftritt, wohingegen mit zunehmender Lagerungsdichte die Reibungskraft stärker abnimmt (vgl. Abb. 5-13). Insbesondere konnte WEIDLICH eine starke Abhängigkeit zu der Überlagerungshöhe, gerade bei dichter Erdstofflagerung nachweisen. Daher können die Unterschiede in den Degradationsfaktoren im Vergleich zu Weidlich in der abweichenden Erdstoffdichte sowie in der deutlich größeren Überlagerungshöhe begründet sein.

5.2.4.2 Versuchsergebnisse der stabilen Bohrkanäle

Die Auswertung der ersten Versuchsserie mit stabilen Bohrkanälen lieferte gemessene Schubkräfte des Fernwärmerohres, welche im Vergleich zu einem im Sand in offener Bauweise verlegten Rohr deutlich geringer waren. Der Einfluss des eingesetzten Reibungsminderers Bentonitsuspension bzw. des Bauverfahrens konnte klar gezeigt werden. In Abb. 5-14 sind die gemessenen Reibungskräfte eines Referenzversuchs in offener Bauweise und die Reibungskräfte eines grabenlos verlegten Rohres dargestellt.

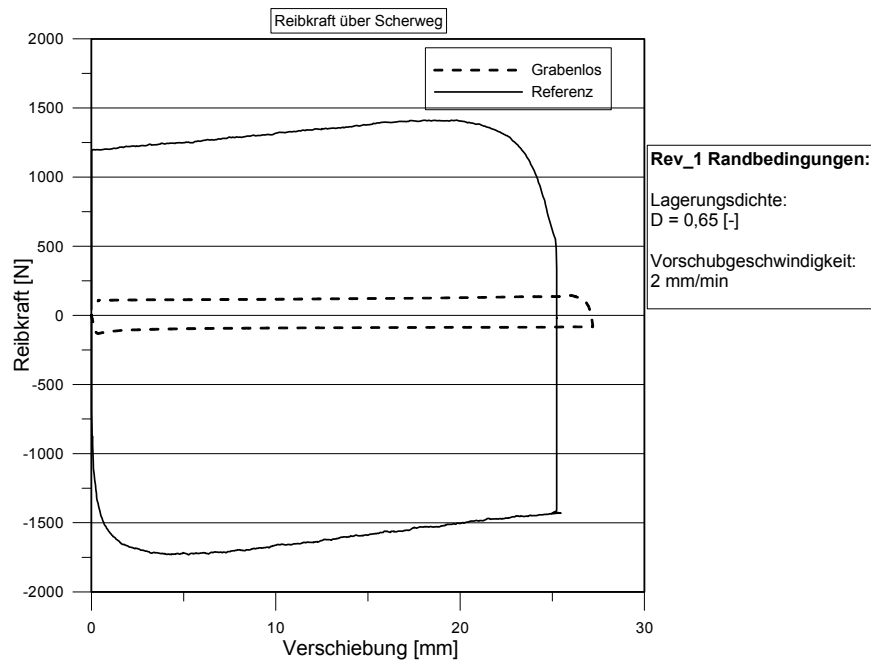


Abb. 5-14: Vergleich der Reibungswiderstände der unterschiedlichen Bauverfahren

Dieser Vergleich soll nur der groben Einschätzung dienen, weil die Einbausituation der beiden Bauverfahren große Unterschiede aufweist, wie in Abschnitt 5.2.2.1 erläutert wurde. In beiden Versuchen wurden die gleichen Einbaurandbedingungen des Erdstoffs gewählt. Der Erdstoff wurde mit einer dichten Lagerung von $D = 0,65$ in den Versuchskasten eingebaut. In Relation zu einem im offenen Graben verlegten Fernwärmerohr sind die gemessenen axialen Reibungswiderstände bei einem grabenlos verlegten Fernwärmerohr rd. 10-fach geringer.

Innerhalb der Versuchsserien wurde anschließend der zyklische Einfluss auf die Reibungskräfte untersucht. Hierzu wurden die installierten Fernwärmerohre bis zu zwanzig Mal zyklisch axial verschoben. Die hierbei aufgezeichneten Reibungswiderstände wurden aufgezeichnet. Der umgebende Erdstoff in der Versuchskiste wurde in seiner Lagerungsdichte variiert von $D = 0,3$ (locker) bis hin zu $D = 0,65$ (dicht).

In Abb. 5-15 sind die maximal gemessenen Reibungskräfte bei Erstverschiebung und die maximal ermittelten Reibungskräfte im zehnten Lastzyklus der Versuchsserie „stabiler Bohrkanal“ über die Bandbreite der untersuchten Lagerungsdichte des Erdstoffs dargestellt. Die Auswertung der weiteren Lastzyklen ergab keine signifikante Änderung der sich einstellenden Reibungswiderstände über den zehnten Lastzyklus hinaus. Daher werden im Folgenden die Auswertungen bis zum zehnten Lastzyklus dargestellt.

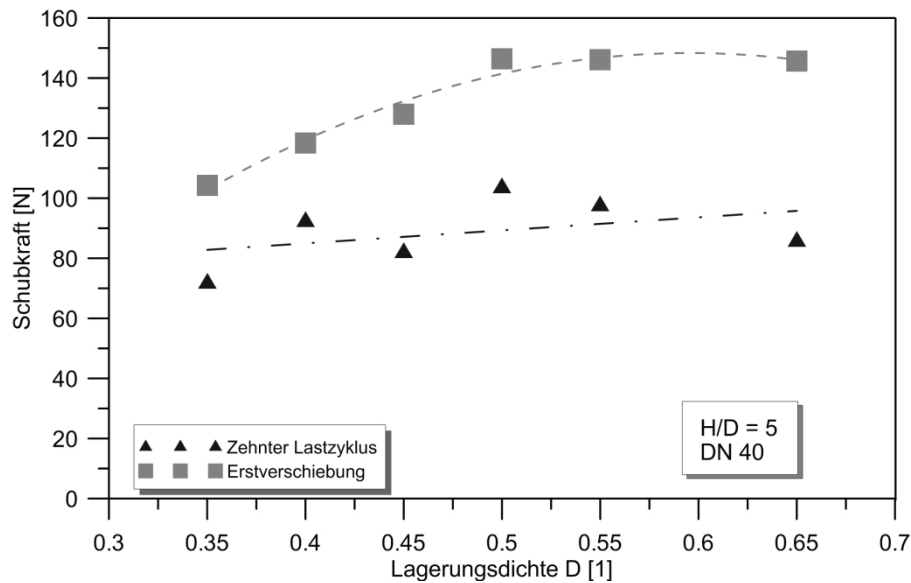


Abb. 5-15: Reibungskräfte bei stabilem Bohrkanal

Über die Variation der eingestellten Erdstoffdichte konnte eine Korrelation der sich ergebenden Reibungskräfte bei Erstverschiebung des Rohres gezeigt werden. Ab einer mitteldichten Lagerung des Sandes von $D = 0,55$ konnte keine weitere signifikante Zunahme der maximalen Reibungskräfte bei Erstverschiebung verzeichnet werden. Desweiteren konnte eine Degradation nach den aufgetragenen Lastzyklen nachgewiesen werden. Das Phänomen der Degradation konnte bereits bei der Verlegung von Fernwärmeleitungen im offenen Graben durch WEIDLICH (Weidlich 2008) gezeigt werden.

Die größte Reduzierung der gemessenen Reibungskräfte stellt sich nach dem ersten Lastzyklus ein. Wie in Abb. 5-16 ersichtlich ist, konnten hierbei Reduzierungen der axialen Widerstände von ca. 30% bis 50% gegenüber der Erstverschiebung verzeichnet werden.

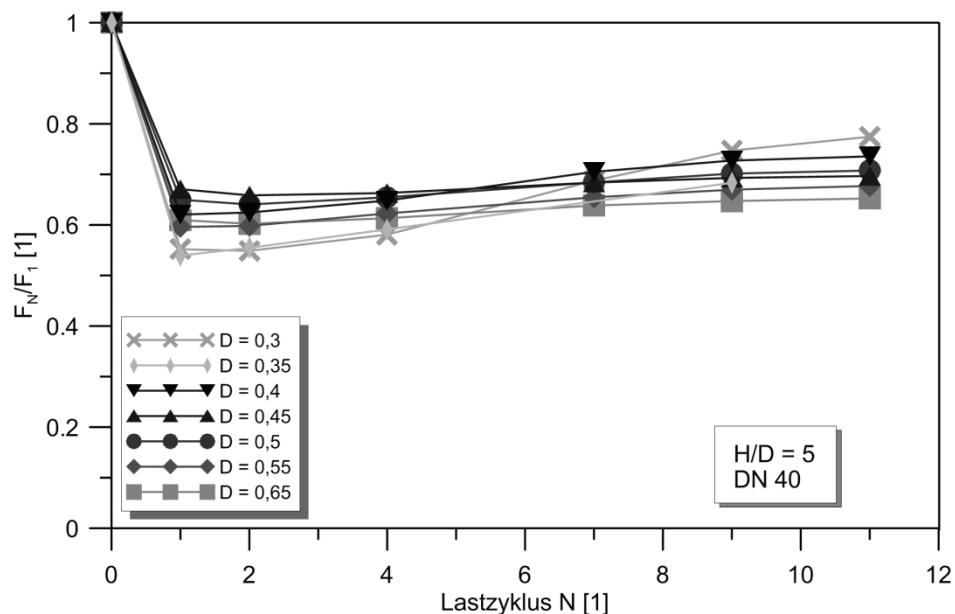


Abb. 5-16: Degradation über Lastzyklen

Nach dem ersten Lastzyklus steigen die Reibungswiderstände leicht über den weiteren Verlauf des aufgetragenen Lastkollektivs an. Aus den Versuchsergebnissen kann eine Tendenz zwi-

schen Lagerungsdichte und Wiederanstieg der Reibungswiderstände aufgestellt werden. Die geringeren Zunahmen der Reibungskräfte wurden bei mitteldichter bis dichter Lagerung des Erdstoffs verzeichnet. Die Versuche im mitteldichten bis lockeren Sand zeigten größere Erhöhungen des Reibungswiderstands auf bis zu ca. 80 % des Wertes bei Erstverschiebung.

In Abb. 5-17 ist die Degradation der Reibungskräfte am Fernwärmerohr über der Lagerungsdichte des Sandes dargestellt. Es wurden die ermittelten Widerstände im zehnten Lastzyklus mit den gemessenen Widerständen bei Erstverschiebung ins Verhältnis gesetzt. Über die Variation der Lagerungsdichte des Erdstoffes konnte eine mäßige Korrelation gezeigt werden. Mit ansteigender Lagerungsdichte nimmt tendenziell auch die Degradation der Reibungswiderstände zu.

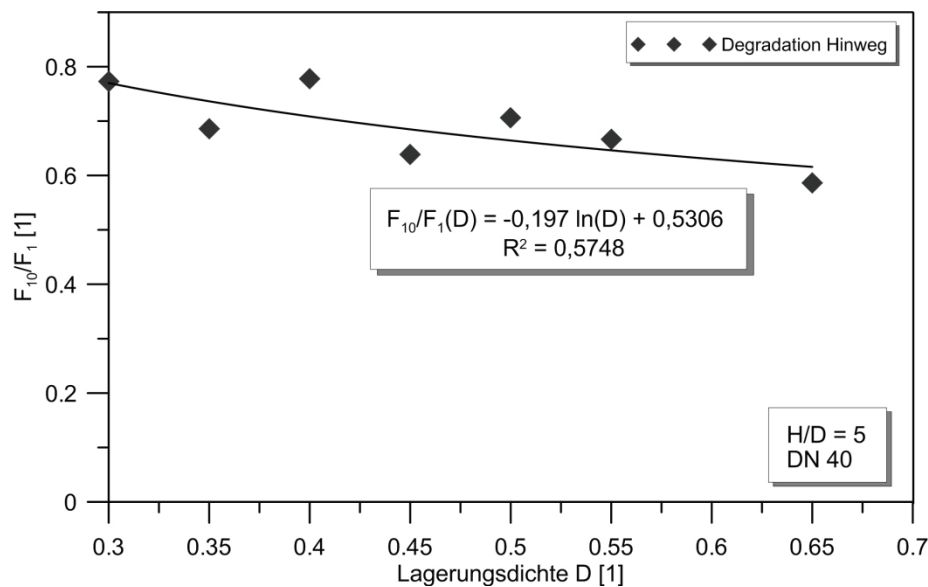


Abb. 5-17: Degradation der Reibungskräfte bei stabilem Bohrkanal

5.2.4.3 Versuchsergebnisse der gestörten Bohrkanäle

Nach der grabenlosen Installation von Fernwärmeleitungen resultieren aus thermischen Belastungen Bewegungen der Leitungen. Darüber hinaus können weitere Einflüsse, wie Erschütterungen aus Verkehrslasten dazu führen, dass die stabilen Bohrkanäle kollabieren und sich somit andere Bettungssituationen der Leitungen einstellen. Um diese Situation abzubilden, wurde eine weitere Versuchsserie mit instabilen Bohrkanälen durchgeführt. Hierbei wurden die stabilen Bohrkanäle vor dem Simulationsbetrieb künstlich durch mechanische Einwirkungen von außen zerstört. Es wurde eine Metallstange (Durchmesser 8 mm) vertikal von der Oberfläche aus Richtung Bohrkanal durch den Erdstoff per Hand gedrückt. Sobald der Bohrkanal erreicht wurde ist der Widerstand beim Eindrücken schlagartig abgefallen, so dass anschließend die Stange herausgezogen wurde. Diese Störung der Firste im Bohrkanal führt zu einem Einstürzen des Kanals im Bereich der jeweiligen Einstichstelle, was durch den Bohrkanal an den Austrittspunkten visuell beobachtet werden konnte. Es wurde ein Raster festgelegt, bei dem ausgehend von der Kanalmitte jeweils zu den Wandungen des Versuchskastens eine punktuelle Störung des Kanals alle 5 cm vorgenommen wurde, um einen möglichst gleichgearteten Einsturzvorgang während der Versuchsserien zu generieren.

In Abb. 5-18 sind die maximal gemessenen Reibungskräfte bei Erstverschiebung und die maximal ermittelten Reibungskräfte im zehnten Lastzyklus der Versuchsserie über die Bandbreite

der untersuchten Lagerungsdichte des Erdstoffs dargestellt. Im Gegensatz zu der Versuchsserie in stabilen Bohrkanälen zeigt sich bei kollabierten Bohrungen ein deutlicherer Einfluss der eingestellten Lagerungsdichte des umgebenden Sandes. Bei einer Rohrbettung im lockeren bis mitteldichten Sand konnten Zunahmen des Reibungswiderstands verzeichnet werden, wohingegen sich bei mitteldichter bis dichter Lagerung eine Abnahme der gemessenen Reibungskräfte über die betrachteten Lastzyklen einstellte.

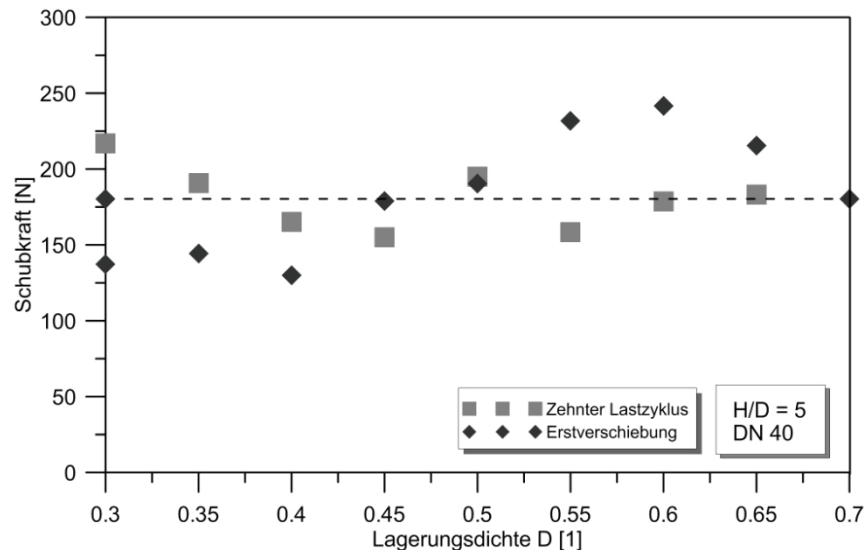


Abb. 5-18: Gemessene Schubkraft bei instabilem Bohrkanal

Die Ergebnisse der Versuchsserie zeigen, dass die Wechselzone zwischen Abnahme der Reibungskräfte und Zunahme im Bereich der mitteldichten Erdstofflagerung liegt. WEIDLICH (2008) konnte in seinen Untersuchungen bei in Sand gebetteten Rohren ein ähnliches Verhalten zeigen. Hierbei zeigten sich eine Zunahme der Reibungswiderstände bei lockerer Lagerung des eingesetzten Sands und eine Abnahme der Widerstände ab einer mitteldichten Lagerung.

Unter Betrachtung des Verhältnisses zwischen den Reibungskräften bei Erstverschiebung und im zehnten Lastzyklus kann somit festgehalten werden, dass mit Zunahme der Erdstoffdichte die Zunahme der gemessenen Widerstände über die Lastzyklen hinweg abnimmt. Zudem ist erkennbar, wie in Abb. 5-19 dargestellt ist, dass nach der Richtungsumkehr des ersten Lastzyklus ein Abfall der Reibungskräfte stattfindet.

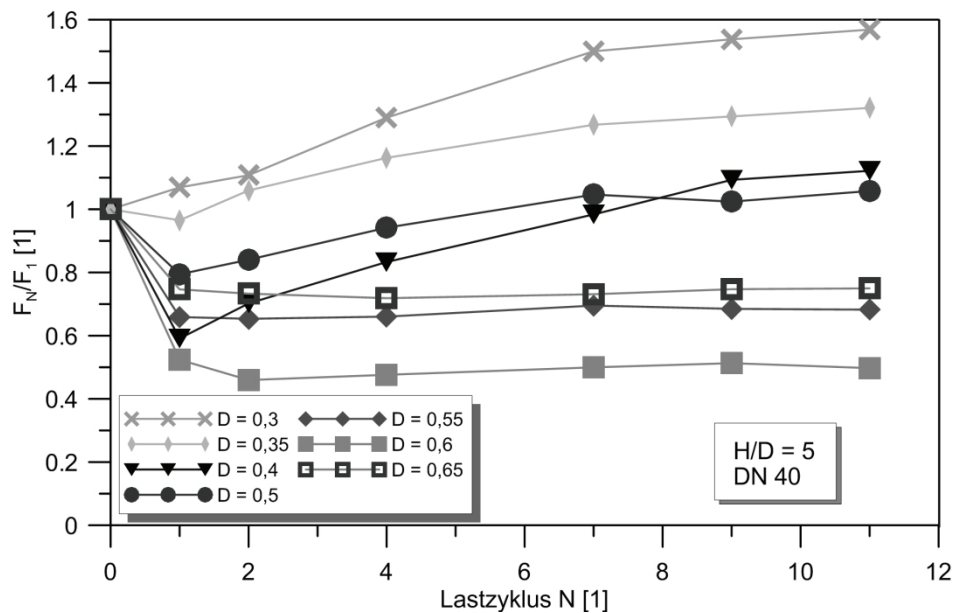


Abb. 5-19: Reibungskräfte über Lastzyklen instabiler Bohrkanal

Bei lockerer bis mitteldichter Lagerung des Erdstoffes steigen die Widerstände allerdings wieder an und überschreiten die Erstverschiebungswiderstände zum Teil deutlich. Das in Abb. 5-20 dargestellte Verhältnis der Reibungswiderstände zeigt eine deutliche Korrelation zur eingestellten Erdstoffdichte.

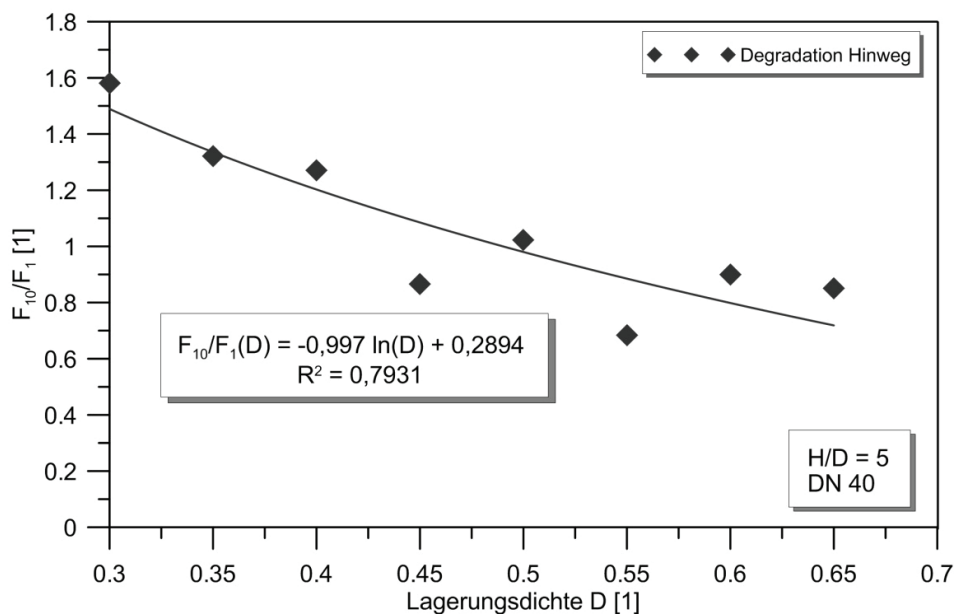


Abb. 5-20: Degradation instabiler Bohrkanal

Durch eine logarithmische Regression konnte der Zusammenhang mit Gleichung (5.10) beschrieben werden.

$$F_{10}/F_1(D) = -0,997 \ln(D) + 0,2894 \quad (5.10)$$

Bei lockerer Erdstofflagerung findet ein Ansteigen der gemessenen Reibungskräfte auf das ca. 1,5-fache der Erstverschiebungswiderstände statt. Bei der Rohrlagerung in dichtem Sand hingegen wurde eine zyklenabhängige Reduzierung der Reibungswiderstände um ca. 20 % beobachtet.

Unter Einbeziehung der Abb. 5-18 ist erkennbar, dass sich die Absolutbeträge der sich einstellenden Reibungswiderstände nach dem zehnten Lastzyklus über die gesamte Bandbreite der untersuchten Erdstoffdichten einem Grenzwert annähern. Somit differenziert sich lediglich der Anfangszustand der kollabierten Bohrkanäle bei Betrachtung der axialen Reibungswiderstände.

Als Erklärung für dieses Verhalten kann das in Abb. 5-21 abgebildete Gedankenmodell dienen. Der Primärzustand des Erdbodens wird durch das Einziehen des Produktrohres gestört und geht in einen Sekundärzustand über. In diesem Sekundärzustand wird der Bohrkanal durch die eingebrachte Bohrspülung gestützt und stabil gehalten. Nach der anschließenden Konsolidierungsphase, in der die flüssige Bohrspülung zudem dräniert und daraufhin einen festen Zustand im Bereich des Rohraufagers annimmt, wird das Bodengefüge des Bohrkanals künstlich gestört, so dass die Firste des Bohrkanals kollabieren.

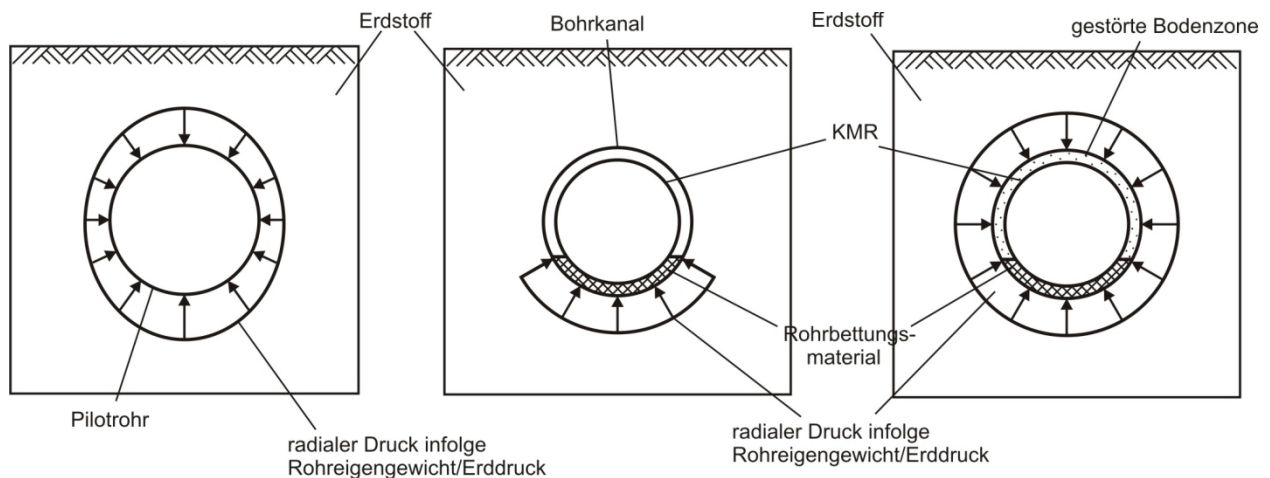


Abb. 5-21: Gedankenmodell instabiler Bohrkanal

In dem Vorgang des Einsturzes lagern sich Bodenteilchen des umliegenden Bodengefüges in den Ringspalt des Bohrkanals um. Innerhalb dieses Vorganges stellt sich abhängig von der eingestellten Dichte des umliegenden Erdstoffes ein neuer Bettungszustand in dem Ringspalt ein. Nach dem Erreichen dieses tertiären Zustandes wird die zyklische axiale Belastung aufgebracht und erzeugt durch die induzierte Schubverzerrung eine Umlagerung der Bodenteilchen im Ringspalt. Der sich einstellende Erddruck ist aufgrund der gleichen Füllhöhe annähernd identisch und unterscheidet sich innerhalb der eingestellten Lagerungsdichte nur geringfügig. Das Eigengewicht, der Erddruck und die Schubverzerrung sind die Faktoren, welche eine Variation in der sich einstellenden Erdstoffdichte nach der Umlagerung bewirken können. Da diese drei Faktoren bei allen untersuchten Versuchskonstellationen nahezu identisch sind, stellt sich als Resultat der zyklischen Belastung ein gleichbleibender Reibungswiderstand ein.

Um eine Absicherung dieser Erkenntnis auf weitere Randbedingungen auszuweiten, wurden zusätzlich zu den beiden bereits genannten Versuchsserien zwei weitere Versuchsstudien durchgeführt, bei denen die Einbauhöhe variiert wurde. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Abschnitt 5.2.4.4 erläutert.

5.2.4.4 Versuche mit Variation der Überdeckungshöhe

Im Hinblick auf den Einfluss der Überdeckungshöhe wurden zusätzlich zwei weitere Überdeckungsverhältnisse untersucht. Es wurden die Überdeckungsverhältnisse $H/D = 1$ und $H/D = 2$ als ergänzende Versuchsserien realisiert. Hierbei wurde sowohl der stabile Bohrkanal als auch

der kollabierte Bohrkanal simuliert. Unter Betrachtung der Ergebnisse im stabilen Bohrkanal zeigt sich, dass die Veränderung der Überdeckungshöhe keinen eindeutigen Einfluss auf die Reibungswiderstände hervorruft.

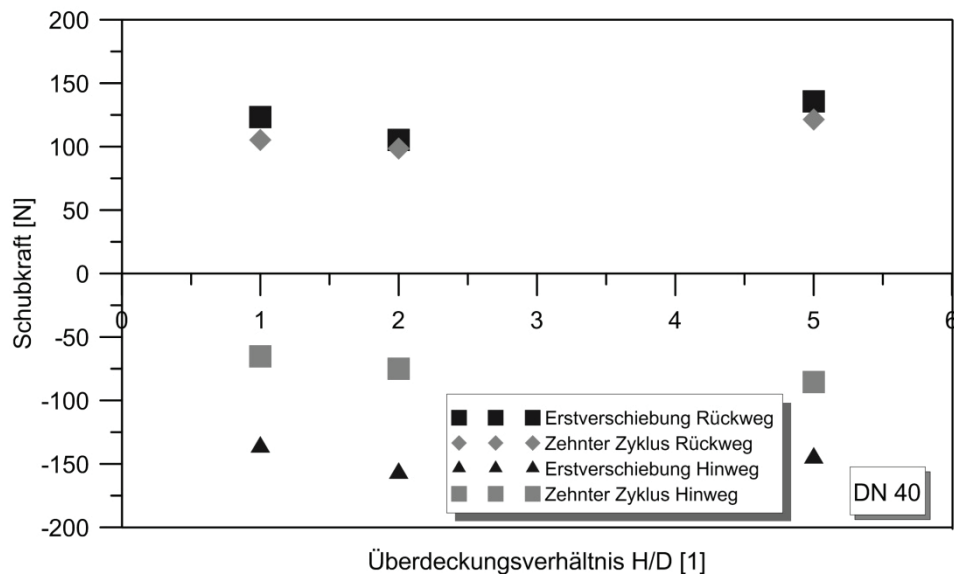


Abb. 5-22: Reibungskraft für variable Überdeckungshöhen bei dichter Lagerung (stabil)

In Abb. 5-22 ist ersichtlich, dass die gemessenen Reibungskräfte unter Erhöhung der eingestellten Überdeckungstiefe nur geringfügige Zunahmen aufweisen. Unter Einbeziehung von Abb. 5-21 ist dieser Zusammenhang erklärbar, weil die Erhöhung der Überdeckung aufgrund der Bettungssituation nicht zu einer signifikanten Zunahme des Erddruckes im Bereich des Rohrauf-lagers bei stabilen Bohrkanälen führt.

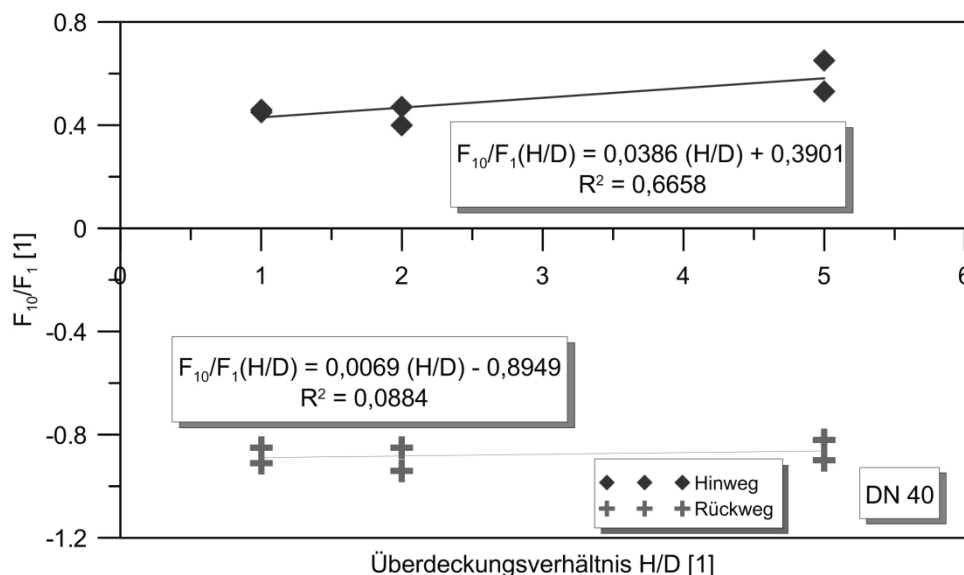


Abb. 5-23: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei dichter Lagerung (stabil)

Bei der Untersuchung der Ergebnisse für den Lastfall „stabiler Bohrkanal“ zeigt sich für den Hinweg nach Abb. 5-23 eine Korrelation zur Überdeckungshöhe bei der eingestellten Lagerungsdichte von $D = 0,65$. Mit einem Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,66$ konnte eine gute Korrelation zwischen der eingestellten Überdeckungshöhe und dem Degradationsfaktor gezeigt werden. Mit steigender Überdeckung des Rohres konnte eine Abschwächung des Degradati-

onsfaktors gezeigt werden. Anhand einer linearen Regressionsanalyse ist dieser Zusammenhang mit

$$F_{10}/F_1\left(\frac{H}{D}\right) = 0,0386 * \frac{H}{D} + 0,3901 \quad (5.11)$$

mit:

$$F_{10}/F_1 = \text{Degradationsfaktor}$$

$$\frac{H}{D} = \text{Überdeckungsverhältnis}$$

anzugeben. Für die Betrachtung des Rückweges konnte kein Zusammenhang zwischen dem variierten Überdeckungsverhältnis und der Reibungskraftdegradation festgestellt werden. Sowohl bei geringen Überdeckungshöhen als auch bei größeren Überdeckungen sind die ermittelten Degradationsfaktoren annähernd identisch.

Unter Betrachtung der Versuchsergebnisse bei locker gelagertem Erdstoff konnte eine annähernd gleich starke Korrelation gezeigt werden, wie sie in Abb. 5-24 zu erkennen ist. Auch hier konnte für den Lastfall „Hinweg“ ein guter Korrelationsfaktor von $R^2 = 0,71$ herausgearbeitet werden. Es zeigt sich demnach grundsätzlich die gleiche Abhängigkeit zwischen der Überdeckungshöhe und dem Degradationsfaktor wie bei der dichten Erdstofflagerung.

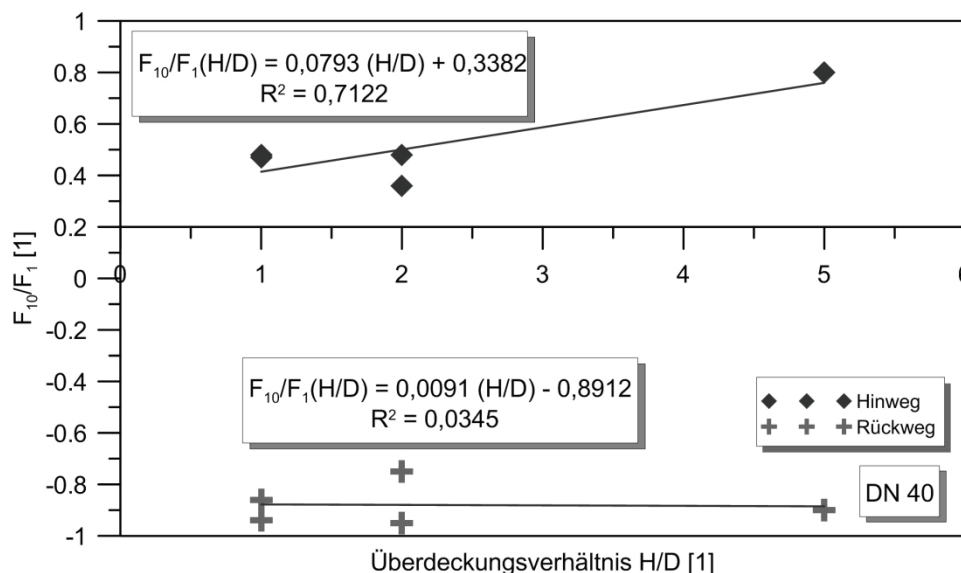


Abb. 5-24: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei lockerer Lagerung (stabil)

Bei der näheren Betrachtung der ermittelten Reibungswiderstände im „Rückweg“ konnte analog zu den Ergebnissen unter dichter Erdstofflagerung keine funktionale Abhängigkeit zwischen dem Überdeckungsverhältnis und dem Degradationsfaktor gezeigt werden.

Die Rohrbettungssituation „instabil“ lieferte für die gemessenen absoluten Reibungskräfte des axial zyklisch verschobenen Rohres plausible Ergebnisse, wie in Abb. 5-25 zu erkennen ist.

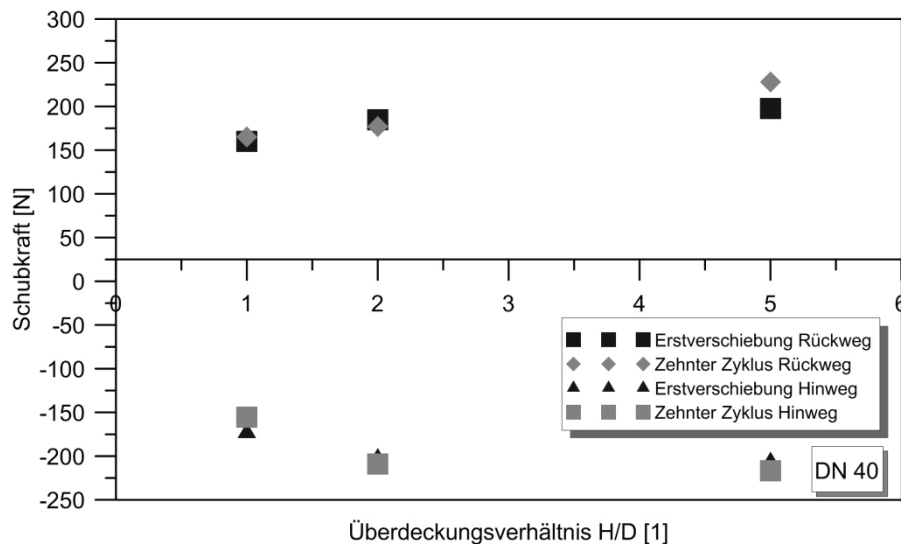


Abb. 5-25: Reibungskraft für variable Überdeckungshöhen bei dichter Lagerung (instabil)

Mit zunehmender Überdeckungshöhe nehmen die verzeichneten Reibungsspannungen zu, welche vorrangig mit dem sich einstellenden Erddruck korrelieren. Auffällig dabei ist allerdings, dass ab dem Überdeckungsverhältnis von $H/D = 2$ die Differenz der Reibungsspannungen bei weiterer Steigerung der Überdeckung geringer ausfällt als die Differenz unter Steigerung des Überdeckungsverhältnisses von $H/D = 1$ auf $H/D = 2$. Unter Beachtung, dass die sich einstellenden Reibungskräfte mit dem anstehenden Erddruck korrelieren müssten, ist in den Ergebnissen der Einfluss der Gewölbewirkung deutlich erkennbar. Ab einem $H/D = 2$ stellt sich demnach eine Abminderung des Erddruckes aufgrund der Gewölbewirkung ein und die gemessenen Reibungskräfte erhöhen sich nicht mehr proportional.

Darüber hinaus wurde anhand der Versuchsergebnisse der Einfluss der Überdeckungshöhe auf die zyklisch bedingte Degradation beurteilt. Es konnten die Abb. 5-26 und Abb. 5-27 unter dichter bzw. lockerer Lagerungsdichte erarbeitet werden.

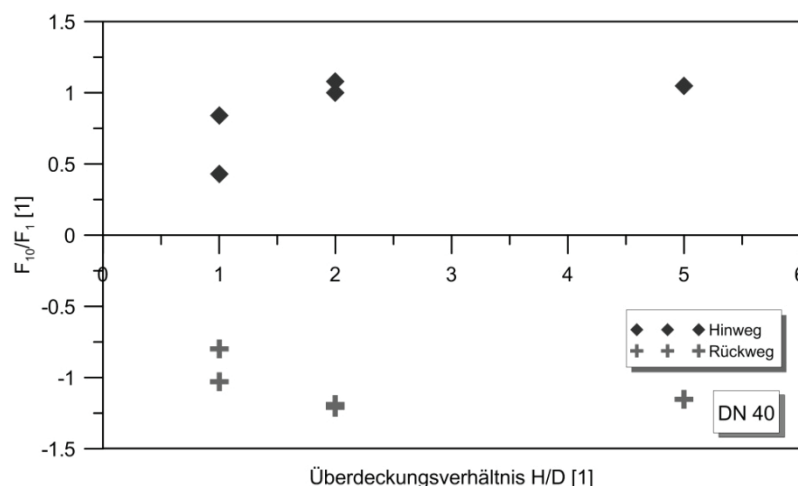


Abb. 5-26: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei dichter Lagerung (instabil)

Es zeigt sich, dass sowohl bei der untersuchten lockeren Erdstofflagerung als auch bei der dichten Erdstofflagerung keine Korrelation zwischen dem Degradationsfaktor und dem gewählten H/D -Verhältnis aufgestellt werden konnte. Der Einsturz der Bohrkanäle ist ein chaotischer Vorgang, bei dem sich neue Lagerungsbedingungen des Fernwärmerohres im Bohrkanal ein-

stellen. In diesem ungeordneten Umlagerungszustand der angrenzenden Bodenschichten bzw. des Bohrkanalmaterials ist somit kein eindeutig einzuordnender Einfluss der Überdeckungshöhe erkennbar.

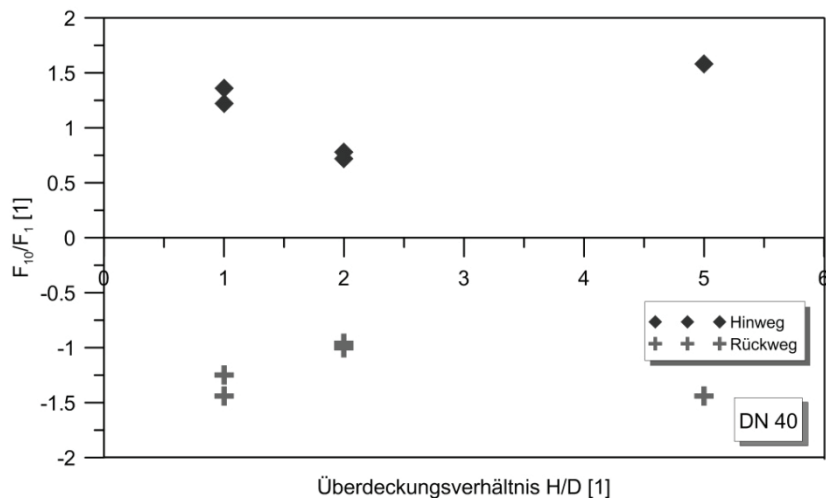


Abb. 5-27: Degradation für variable Überdeckungsverhältnisse bei lockerer Lagerung (instabil)

Es konnte jedoch bestätigt werden, dass sich bei lockerer Erdstofflagerung auch unter geringeren H/D-Verhältnissen eine signifikante Steigerung der sich einstellenden Reibungskräfte unter zyklischer Belastung einstellt. Dieses konnte sowohl für den Hinweg als auch für den Rückweg der zyklischen axialen Bewegung des Fernwärmerohres gezeigt werden.

5.2.4.5 Versuche mit Variation des Rohrdurchmessers

Zusätzlich zu den bereits aufgeführten Variationen der Parameter wurden einzelne Modellversuche unter Verwendung eines kleineren Rohrdurchmessers realisiert. Dabei wurden die Randbedingungen Verpressdruck, Überschnittverhältnis, Lagerungsdichte sowie H/D-Verhältnis analog zu den vorangegangenen Versuchsserien gewählt. Somit sollte ein Einfluss des Rohrdurchmessers auf die sich einstellenden Reibungskräfte herausgearbeitet werden. Nachfolgend werden die Ergebnisse unter Verwendung des Rohrdurchmessers KMR-Rohr DN 25 (Außendurchmesser 90 mm) vorgestellt. Es wurden sowohl die Lagerungsbedingung „stabiler Bohrkanal“ als auch die Lagerungsbedingung „instabiler Bohrkanal“ betrachtet.

In Abb. 5-28 sind die gemessenen Reibungskräfte im Modellversuchsstand (stabiler Bohrkanal) unter Variation des Rohrdurchmessers abgebildet. Unter den Randbedingungen „lockerer“ Erdstoff ($D = 0,35$) und „dichter“ Erdstoff ($D = 0,6$) folgen die ermittelten Werte für den untersuchten kleineren Rohrdurchmesser DN 90 dem Trend des untersuchten Rohrdurchmessers DN 110.

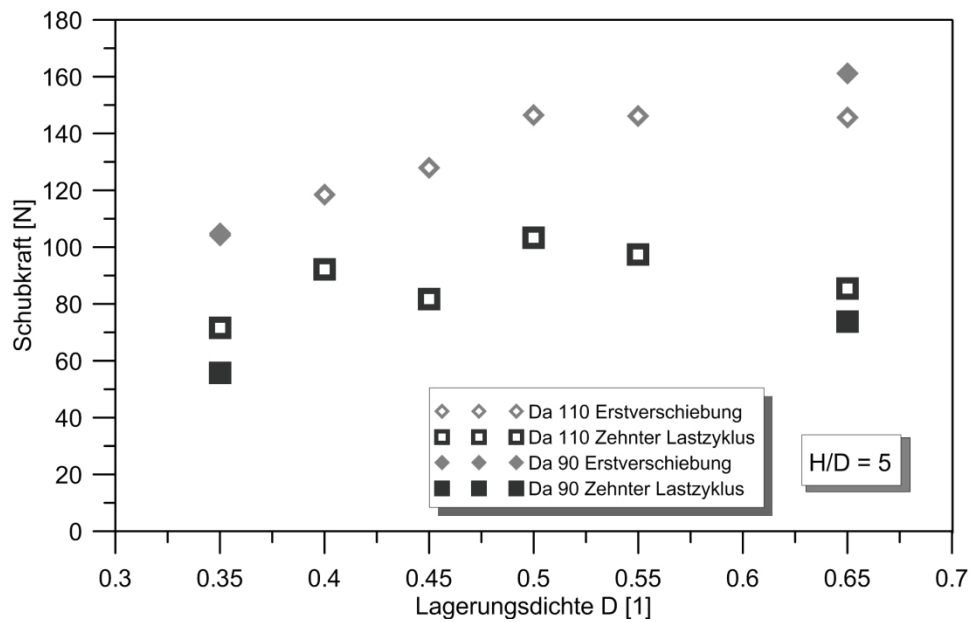


Abb. 5-28: Gemessene Schubkraft im Versuchsstand unter Variation des Rohrdurchmessers (stabiler Bohrkanal)

Die Verschiebungswiderstände bei der Erstverschiebung des Rohres liegen dabei sehr eng an den Werten des Rohrdurchmessers D_a 110 bzw. leicht darüber. Die gemessenen Widerstände im zehnten Lastzyklus hingegen zeigen bei dem kleineren Rohrdurchmesser D_a 90 etwas geringere Widerstände auf. Aufgrund des kleineren Durchmessers und der entsprechend geringeren Überdeckungshöhe wären jedoch deutlich geringere Reibungswiderstände zu erwarten. Die Ergebnisse des stabilen Bohrkanals deuten demnach darauf hin, dass ein Einfluss aus der Überdeckungshöhe nicht vorhanden ist. Bei Betrachtung der zyklischen Belastung wurden bei kleinerem Rohrdurchmesser etwas geringere Degradationsfaktoren ermittelt als bei dem zuvor untersuchten größeren Durchmesser. Diese liegen jedoch im üblichen Versuchsstreuungsbe-
reich.

Ergänzend zu der Rohrbettungssituation „stabil“ wurde der kleinere Durchmesser ebenfalls unter „instabilen“ Bedingungen untersucht. Die Auswertung und Darstellung der gemessenen Reibungswiderstände ist in Abb. 5-29 ersichtlich.

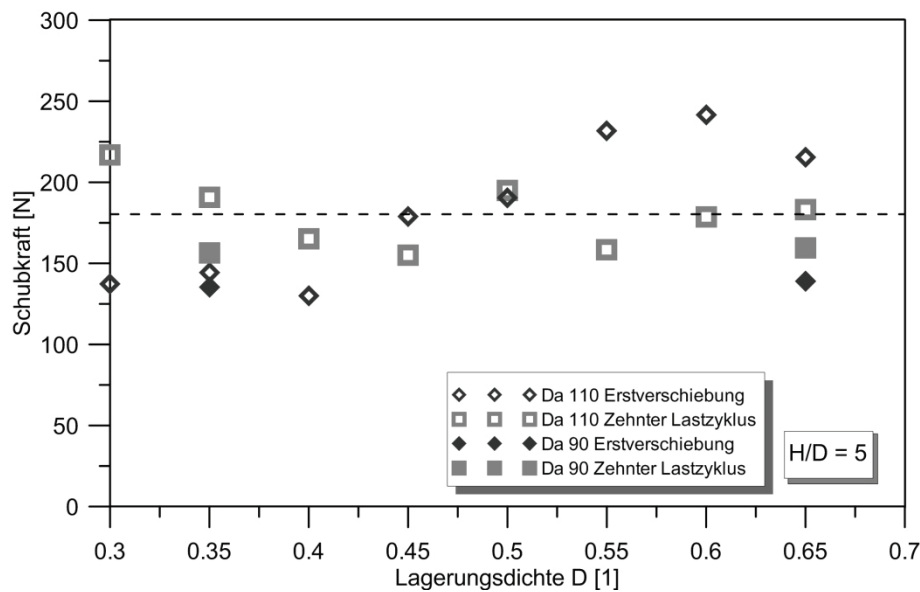


Abb. 5-29: Reibungswiderstände unter Variation des Rohrdurchmessers (instabiler Bohrkanal)

Prinzipiell lässt sich aus den Ergebnissen das gleiche Verhalten des Reibungswiderstands bei dem untersuchten kleineren Rohrdurchmesser erkennen wie beim größeren betrachteten Durchmesser. Sowohl bei der eingestellten lockeren Erdstofflagerung, als auch bei den untersuchten dichten Lagerungsbedingungen stellt sich nach dem aufgetragenen zyklischen Lastkollektiv ein Grenzwert der Widerstände ein. Dieser Grenzwert scheint unabhängig von der eingestellten Lagerungsdichte zu sein. Die gemessenen Reibungswiderstände bei der Erstverschiebung liegen analog zu den Ergebnissen des größeren Rohrdurchmessers unterhalb der zyklisch bedingten Widerstände.

Ein deutlicher Unterschied ist jedoch in dem absoluten Betrag der Widerstände der axial verschobenen Rohre unterschiedlichen Durchmessers bei instabilen Bohrkanälen zu erkennen. Der untersuchte kleinere Durchmesser ruft geringere Reibungswiderstände hervor. Begründet ist dies in der kleineren Rohroberfläche, die im Kontakt zu dem umgebenden Erdreich steht und somit zu geringeren Reibungsspannungen führt. Unter Anwendung des Berechnungsansatzes (5.8) der FW 401-10 AGFW (2020) ergibt sich unter Ansatz der jeweiligen Randbedingungen eine Verringerung der Reibungskraft bei Verwendung des kleineren Durchmessers um 33%.

Bei der gewählten dichten Erdstofflagerung wurde im Versuch bei Verwendung des kleineren Rohrdurchmessers eine Reduzierung der gemessenen Reibungskraft bei Erstverschiebung um 35 % im Vergleich zum größeren Rohrdurchmesser ermittelt und entspricht somit dem rechnerisch erwarteten Ergebnis. Somit zeigen die Versuchsergebnisse bei instabilen Bohrkanälen unter dichter Erdstofflagerung ein plausibles Verhalten unter Variation des untersuchten Rohrdurchmessers. Eine analytische Auswertung der Versuchsergebnisse unter Einbeziehung von erarbeiteten Berechnungsansätzen wird in Abschnitt 7.2.5 beschrieben.

Unter der eingestellten lockeren Erdstofflagerung wurde eine Verringerung von lediglich rd. 7 % gemessen. Demnach zeigt die Verwendung des kleineren Rohrdurchmessers hier nicht den erwarteten Rückgang der sich einstellenden Reibungswiderstände. Wie jedoch in Abschnitt 5.2.4.3 erläutert, unterliegt der „chaotische“ Vorgang des Kollabierens der Bohrkanäle unvermeidbaren Unsicherheiten, so dass versuchsbedingte Streuungen als ursächlich für die geringere Abnahme angesehen werden.

5.3 Vergleich der Ergebnisse aus in situ-Versuchen mit Ergebnissen der Modellversuche

Auf dem zuvor beschriebenen Versuchsfeld wurden an den grabenlos installierten Fernwärmeleitungen unterschiedliche Versuche zur Ermittlung der Reibungseigenschaften über die Dauer des Projektes durchgeführt. In den folgenden Abschnitten werden die unterschiedlichen in situ-Versuche mit den Ergebnissen der Modellversuche verglichen.

5.3.1 Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen

Nachfolgend werden die bei den Reibkraftversuchen gewonnenen Ergebnisse der sich einstellenden Reibungswiderstände mit den Ergebnissen der Modellversuche gegenübergestellt und bewertet.

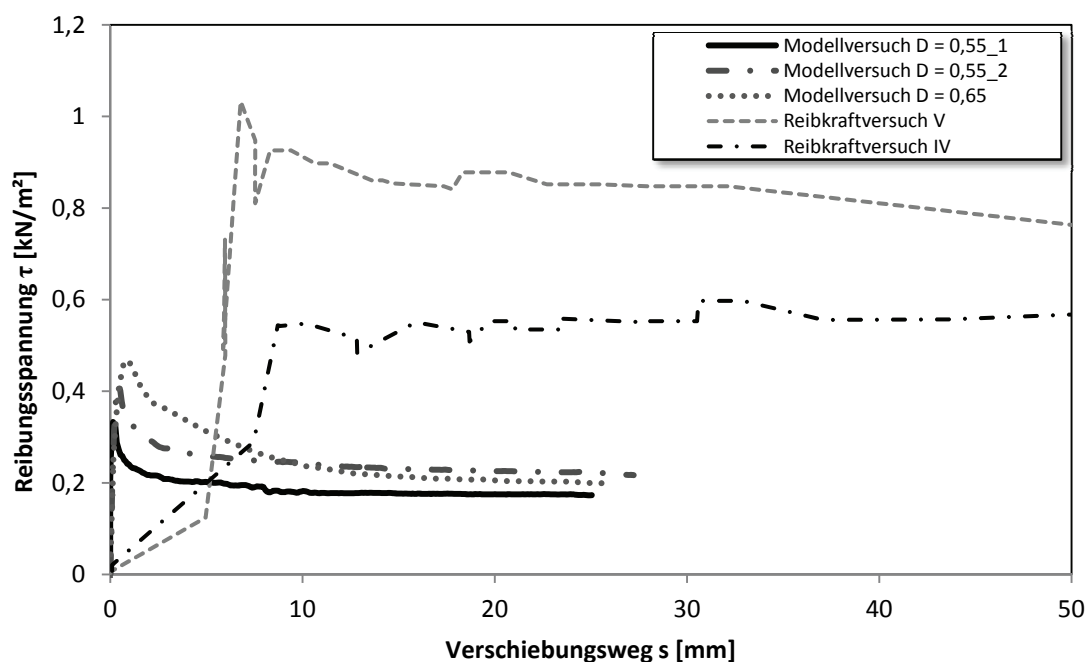


Abb. 5-30: Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen (stabiler Bohrkanal)

In obiger Abb. 5-30 sind die Ergebnisse der Reibkraftversuche und die Ergebnisse ausgewählter Modellversuche mit annähernd gleichen Randbedingungen grafisch dargestellt. Die Ergebnisse der Reibkraftversuche sind als Umhüllende der gemessenen Reibungsspannungen dargestellt, welche die Einflüsse der diskontinuierlichen Krafteinleitung weitestgehend egalisieren. Im Anfangsbereich der Reibkraftversuche ist die geringe Kraftzunahme unter steigendem Verschiebungsweg vermutlich auf einen fehlenden Kraftschluss zurückzuführen. Die gemessenen maximalen Reibungsspannungen betragen bei Reibkraftversuch IV rd. 0,55 kN/m² (geringer Verschiebungsweg) bis 0,6 kN/m² (großer Verschiebungsweg). Der Reibkraftversuch V weist bei geringen Verschiebungen die höchste gemessene Reibungskraft pro Meter Rohrlänge von rd. 1,0 kN/m² auf. Im Vergleich dazu liegen die maximal verzeichneten Ergebnisse der Modellversuche bei rd. 0,33 kN/m² bis 0,47 kN/m². Die hierbei verzeichneten Maxima wurden bei wenigen Millimetern Verschiebungsweg gemessen.

Die verzeichneten Reibungsspannungen (bezogen auf die gesamte Rohroberfläche) der Reibkraftversuche liegen demnach über den Reibungsspannungen der Modellversuche mit stabilen Bohrkanälen. Der Reibkraftversuch V liefert ein Ergebnis, welches weitestgehend dem Verlauf eines Modellversuchs bei dichter Erdstofflagerung entspricht. Bei Betrachtung des Peak-Wertes liegt der Wert des Reibkraftversuches rd. das Zweifache über dem maximal ermittelten Wert der Modellversuche. Der Reibkraftversuch IV weist keinen Peak-Wert der gemessenen Reibungsspannung auf. Die mit dem Verschiebungsweg ansteigende Reibungsspannung erreicht nach rd. 10 mm einen residualen Wert, welcher ebenfalls deutlich über der Bandbreite der in den Modellversuchen ermittelten Werte liegt. Die größeren Reibungsspannungen der durchgeführten Reibkraftversuche könnten auf das teilweise Kollabieren der Bohrkanäle zurückzuführen sein (AGFW 2016). Daher wird an dieser Stelle der Vergleich der Reibkraftversuche mit den Ergebnissen der Modellversuche mit kollabierten Bohrkanälen aufgestellt und in Abb. 5-31 grafisch dargestellt.

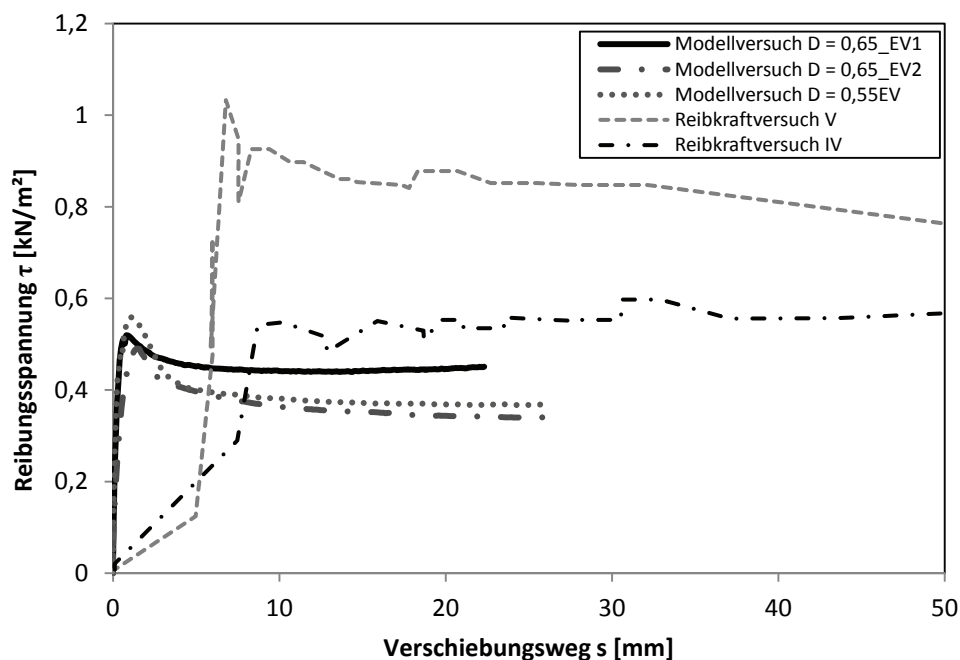


Abb. 5-31: Vergleich der Reibkraftversuche mit Modellversuchen (instabiler Bohrkanal)

Der Vergleich der Modellversuche mit instabilem Bohrkanal mit den Ergebnissen der Reibkraftversuche zeigt eine bessere Übereinstimmung der verzeichneten Reibungsspannung. Abgebildet sind in der obigen Abbildung die Ergebnisse der Modellversuche bei einer Lagerungsdichte D von 0,55 und 0,65. Der Verlauf der gemessenen Reibungsspannung ähnelt sehr stark dem Verlauf des Reibkraftversuchs V, wo sich jeweils ein ausgeprägter Peak-Wert nach wenigen Millimetern Verschiebung einstellt. Dieser Peak-Wert erreicht bei den Modellversuchen maximal $0,56 \text{ kN/m}^2$.

Im Vergleich mit dem Ergebnis der Reibkraftversuche zeigt sich, dass sowohl die residualen Reibungsspannungen als auch der Peak-Wert der Reibungsspannung größer sind als die Werte der Modellversuche. Jedoch sind die betragsmäßigen Unterschiede deutlich geringer als beim Vergleich mit den Reibungsspannungen aus den Modellversuchen unter stabilen Bohrkanälen.

Zusammenfassend kann demnach festgehalten werden, dass die gemessenen Reibungsspannungen der Reibkraftversuche IV und V oberhalb der Bandbreiten der Modellversuche liegen. Der Vergleich zeigt allerdings auch, dass die Reibungsspannungen der Reibkraftversuche deutlich näher an den gemessenen Reibungsspannungen der Modellversuche mit instabilen Bohrkämen liegen. Unter Beachtung der Beobachtungen bei den in situ-Versuchen (siehe Abschnitt 3) wird davon ausgegangen, dass die getesteten Rohrabschnitte der Reibkraftversuche zum Teil stabile Bereiche und instabile Bereiche aufweisen. Anhand dieser Ergebnisse scheint es sinnvoll zu sein, Berechnungsansätze zu entwickeln, welche als oberer bzw. unterer Grenzwert dienen können.

5.3.2 Vergleich der Deinstallationsversuche mit Modellversuchen

Gegen Ende der in situ-Versuche wurden die grabenlos im Versuchsfeld verlegten Fernwärmeleitungen herausgezogen. Dabei wurden die entsprechend erforderlichen Zugkräfte zusammen mit dem Verschiebungsweg aufgezeichnet. Die Abb. 5-32 zeigt das Ergebnis dieser Ausziehversuche im Vergleich mit den Ergebnissen der in dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche analog zur Abb. 5-31.

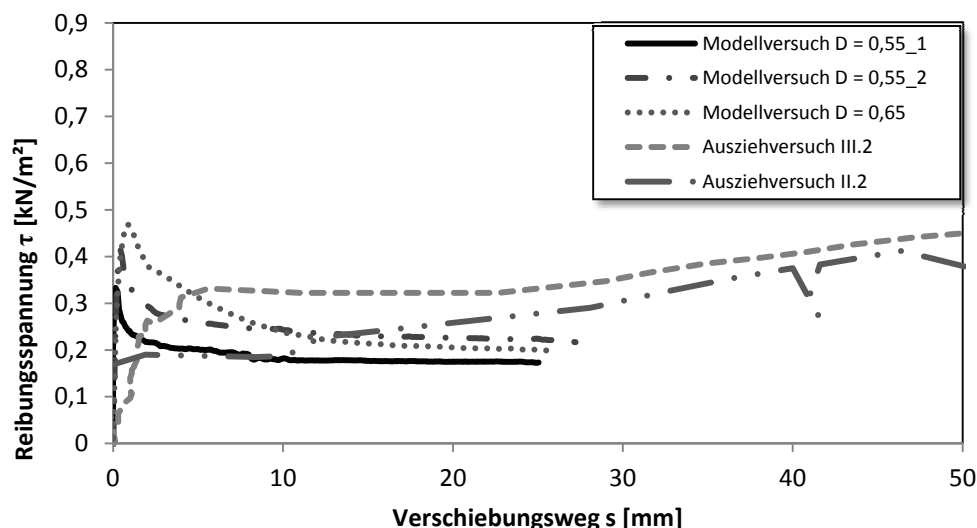


Abb. 5-32: Vergleich der Ausziehversuche mit Modellversuchen (stabiler Bohrkanal)

In der obigen Abbildung sind die Ergebnisse der Ausziehversuche an Fernwärmeleitungen des Außendurchmessers 125 mm und 200 mm abgebildet. Die Bandbreite der verzeichneten Reibungsspannung reicht von 0,2 bis 0,45 kN/m² bei einem maximal dargestellten Verschiebungsweg von 50 mm. Auffällig ist hierbei, dass die Reibungsspannungen mit Zunahme des Verschiebungsweges tendenziell eine Steigerung erfahren. Dies ist als wesentlichster Unterschied zu den Ergebnissen der Modellversuche zu nennen.

Bei der Betrachtung der sich einstellenden Reibungswiderstände der erdverlegten Fernwärmeleitungen im Feld lässt sich grundsätzlich festhalten, dass die Widerstände in den ersten Millimetern Verschiebungsweg ähnlich große Werte annehmen wie die Modellversuche. Der weitere Anstieg der gemessenen Auszieh Widerstände könnte auf geometrische Randbedingungen zurückzuführen sein. Die auf dem Testfeld verlegten Leitungen II.2 und III.3 wurden jeweils von einer Start- zu einer Zielbaugrube unter einer entsprechenden Krümmung verlegt (AGFW 2016). Diese Krümmungsradien bedingen Zwangslagen und Berührungspunkte sowie hierdurch

erhöhte Reibungswiderstände (Huey 1996), siehe auch Abschnitt 2.2.5.1. Die durchgeführten Modellversuche weisen jedoch einen geraden Rohrabschnitt auf, bei dem eine Beeinflussung durch Richtungsänderung ausgeschlossen werden kann. Daher können die teilweise höheren Reibungsspannungen beim Herausziehen der Leitungen und das Ansteigen der Kräfte mit zunehmendem Verschiebungsweg in Ansätzen erklärbar sein.

Grundsätzlich ist jedoch eine gute Übereinstimmung der gemessenen Reibungswiderstände festgestellt worden. Die anfänglich bei kleinen Verschiebungen des Rohres ermittelten Reibungsspannungen entsprechen den Widerständen im Modellversuchsstand bei stabilen Bohrkälen. Die Rohrstränge II ($D_a=125$ mm) und III ($D_a=200$ mm) weisen deutlich kleinere Außendurchmesser auf als die Rohrstränge IV und V ($D_a=315$ mm). Im Vergleich zu den Ergebnissen der Reibkraftversuche IV und V kann daher die Vermutung geäußert werden, dass kleinere Rohrdurchmesser tendenziell zu stabileren Bohrkälen neigen.

6 Untersuchungen im kleinmaßstäblichen Reibungsversuchsstand

6.1 Allgemeines

Ausgehend von den Beobachtungen aus in situ-Versuchen (Abschnitt 3) und den Ergebnissen von durchgeführten Modellversuchen (Abschnitt 5), wurden Untersuchungen zur Beeinflussung des Reibungsbeiwertes durch den Einsatz von Bentonitsuspension durchgeführt.

Es wurden sowohl monotone als auch zyklische Reibungsversuche zur Gewinnung von Erkenntnissen in Bezug zur zyklischen Abhängigkeit durchgeführt. Darüber hinaus wurden in Zeitstandversuchsgeräten Kriechverformungen sowie eventuelle Veränderungen der Reibungseigenschaften mit zunehmender Beobachtungs- bzw. Belastungsdauer untersucht. Nachfolgend werden die Untersuchungen und deren Ergebnisse erläutert.

6.2 Aufbau und Durchführung der monotonen CNL-Versuche

Wie in Abschnitt 1.4 erläutert, widmet sich dieser Teil der Arbeit der Untersuchung des Reibungskoeffizienten bei grabenlos installierten Fernwärmeleitungen. Hierzu wurden kleinmaßstäbliche Reibungsversuche im bodenmechanischen Labor durchgeführt. In den Versuchsgeräten wurde der Werkstoff des Außenmantels von Kunststoffmantelrohren (Polyethylen hoher Dichte) mit Proben des zu untersuchenden Erdstoffs in Bezug auf die Reibungseigenschaften untersucht.

Die Reibungsversuche wurden in Rahmenschergeräten mit 100 cm² (10 x 10 cm) großer Prüffläche und verkippbarem oberen Rahmen durchgeführt. Die Normalspannungen betrugen 20 / 40 / 80 kN/m². Dieser Auflastspannungsbereich orientiert sich an den üblichen Einwirkungen auf erdverlegte Fernwärmeleitungen in rd. 1 bis 3 m Verlegetiefe. Die Größe der Prüffläche blieb während der Versuchsdurchführung konstant. Die Auflasten wurden mechanisch über Gewichte auf eine im oberen Rahmen befindliche Lastplatte aufgebracht.

Um den Effekt der grabenlosen Rohrverlegung mittels des HDD-Verfahrens abbilden zu können, wurden in einer ersten Studie Referenzversuche durchgeführt, bei denen das Reibungsverhalten des verwendeten Sandes zum PE-Material untersucht wurde. Hierbei wurde die Einbaudichte variiert, um eine entsprechende Bandbreite praxisrelevanter Ergebnisse zu erzielen.

In einer zweiten Versuchsserie wurde der Referenzerdstoff mit einer Bohrspülung versetzt. Solche Durchmischungen von Erdstoffen mit Bohrspülungen treten an den Grenzbereichen von Bohrlochwandung und Rohrleitung in unterschiedlichen Konzentrationen auf und beeinflussen die Reibungseigenschaften der Materialien erheblich (Chehab 2010).

Hierzu wurde die Bentonitsuspension, wie in Abschnitt 4.3.4 beschrieben aufbereitet und anschließend mit dem Erdstoff vermischt. Die Vermengung mit dem Erdstoff wurde mit mechanischen Rührgeräten solange durchgeführt, bis sich visuell beurteilt eine homogene Masse einstellt. Es wurden 1200 g Erdstoff (trocken) mit 400 g Suspension vermischt. Die Feststoffkonzentration des Bentonitpulvers in der Suspension wurde dabei variiert. Es wurden die in Tab. 6-1 aufgelisteten Feststoffkonzentrationen untersucht.

Tab. 6-1: Parameter der BSG-Erdstoffe

Feststoffkonzentration [g/l]	30	60	90
Mischungsverhältnis Erdstoff / Suspension [ml/kg]	0,333		
Bentonitgehalt im BSG [%]	1,0	2,0	3,0

Durch die Aufbereitungsweise ergaben sich mit **Bentonitsuspension gesättigte** Erdstoffe (im Folgenden: BSG-Erdstoffe). Diese wurden anschließend analog zu den Referenzversuchen in die Versuchsgeräte eingebaut. Dieses Verfahren wurde aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse aus einem Versuchsfeld gewählt, in dem grabenlos KMR-Leitungen mittels des HDD-Verfahrens installiert wurden (vgl. Abschnitt 3). Bei Aufgrabungen der grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen wurden unter anderem derartige Vermengungen von Erdstoffen mit der Bentonitsuspension / Bohrspülung festgestellt. Die Einbaudichte der BSG-Erdstoffe orientiert sich im Versuch an der Einbaudichte der Referenzversuche, um direkte Rückschlüsse auf den Einfluss der Bentonitsuspension zuzulassen.

Als dritte Versuchskonstellation wurde zwischen dem Erdstoff (Sand) und der PE-Platte im oberen Rahmen eine Schicht aus Bentonitsuspension eingebracht. Dies konnte realisiert werden, indem nach dem Einbau des Sandes in den oberen Scherrahmen die beiden Scherrahmenhälften um 180° um die Horizontale gedreht und anschließend getrennt wurden. Die nun nach oben weisende, offenliegende Kontaktfläche des eingebauten Sandes konnte daraufhin mit der aufbereiteten Bentonitsuspension beaufschlagt werden. Eine durchgehende Schicht von ca. 2 mm wurde aufgestaut, bevor die untere Rahmenhälfte mit der darauf fixierten PE-Platte wieder auf die obere Rahmenhälfte montiert und die gesamte Apparatur anschließend wieder umgedreht wurde. Die anschließend aufgebrachte Auflast induziert eine Druckdifferenz und zwingt die Suspension in das Erdreich zu dränieren. Durch den Filtrationsprozess der Bentonitsuspension stellt sich ein Filterkuchen ein, welcher als Reibungspartner dem PE-Material zugewandt ist. Bei diesem Versuchsaufbau wurde ebenfalls die Dichte des eingebauten Sandes vom „lockeren“ bis zum „dichten“ Zustand variiert. Diese Versuchsserie simuliert somit den Kontakt des Fernwärmerohres mit dem ungestörten Filterkuchen eines Bohrkanals. Die Tab. 6-2 zeigt das Versuchsprogramm der CNL-Versuche.

Tab. 6-2: Versuchsprogramm der CNL-Versuche

1	Referenzversuche Sand – HDPE inkl. Bestimmung des inneren Reibungswinkels Sand
2	BSG – HDPE inkl. Bestimmung des inneren Reibungswinkels BSG
3	Bentonitfilterkuchen – HDPE

Bei allen drei Versuchskonstellationen wurde im unteren Rahmen eine PE-Platte auf einer starren Unterlage fixiert. Anschließend wurde der obere Rahmen aufgesetzt und der Erdstoff in einer Höhe von rd. 2 cm eingebaut. Die Abb. 6-1 zeigt den schematischen Aufbau der Reibungsversuche.

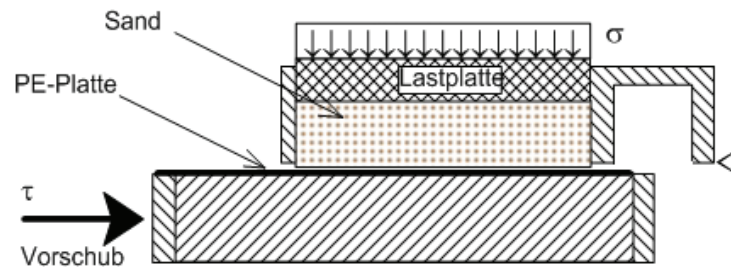


Abb. 6-1: Schematischer Aufbau der Reibungsversuche

Die während des Vorschubs des unteren Rahmens auftretenden Scherkräfte wurden mit einer elektronischen Kraftmessdose gemessen und in Scherspannungen bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung über die Fläche umgerechnet. Es wurde eine Vorschubgeschwindigkeit von 10 mm/h bei den Referenzversuchen und 2 mm/h bei den Versuchen mit eingesetzter Bohrspülung eingestellt. Die Vorschubgeschwindigkeiten orientieren sich an den Verhältnissen in situ. Die Erwärmung bzw. Abkühlung eines Fernwärmerohres erfolgt in der Regel sehr langsam, so dass die resultierenden Längenänderungen ebenfalls sehr langsam ablaufen. Es herrschen demnach dränierte Verhältnisse. Mit den eingestellten Vorschubgeschwindigkeiten ist dies ebenfalls sichergestellt.

Durch die experimentellen Untersuchungen der zuvor beschriebenen drei Versuchstypen wurde das Ziel angestrebt, fundiertere Kenntnisse über das Reibungsverhalten von grabenlos verlegten (mittels HDD-Verfahren) Fernwärmeleitungen zu erlangen. Die Beurteilung der Reibungseigenschaften erfolgte hierbei durch die Auswertung der Reibungsversuche auf Grundlage der Mohr-Coulomb Bruchbedingung, das heißt es wurden die Parameter Kontaktreibungswinkel δ und gegebenenfalls die Adhäsion a ermittelt.

6.2.1 Ergebnisse der monotonen CNL-Reibungsversuche

Die Auswertung der Reibungsversuche zwischen dem PE-Material und dem Sand zeigt einen typischen Verlauf der gemessenen Reibungsspannung über den Scherweg. In den ersten Millimetern Verschiebungsweg ist ein ausgeprägter Bruchzustand (im dicht gelagerten Zustand) verzeichnet worden, siehe Abb. 6-2. Bezugnehmend auf die direkten Scherversuche an dem Erdstoff ergibt sich bei einer Lagerungsdichte von $D = 0,6$ ein innerer Reibungswinkel von $35,9^\circ$, was einem Reibungskoeffizienten μ von rd. 0,72 entspricht. Im Kontakt zum PE-Material zeigt eine lineare Regression der gemessenen Reibungsspannungen den Reibungswinkel δ mit einem maximalen Reibungswinkel von $23,9^\circ$. Adhäsionsspannungen wurden nicht festgestellt, wodurch entsprechend Gleichung (2.44) ein Reibungskoeffizient μ von rd. 0,44 für den Kontakt Sand vs. PE-Material angegeben werden kann. Hierbei bestätigt sich beim Reibungskontakt zwischen PE und nichtbindigen Erdstoffen der Zusammenhang von $\delta \approx 2/3 \varphi'$, welcher in dieser Größenordnung in einschlägigen Regelwerken und von weiteren Autoren (O'Rourke 1990, Weidlich 2008, AGFW 2020) angegeben wird.

Aus den Versuchen unter lockerer und mitteldichter Lagerung konnten keine nennenswerten Peakwerte der Reibungsspannung ermittelt werden. Wie in Abb. 6-2 ersichtlich ist, konnte jedoch ein Maximum der Reibungsspannungen nach einer Verschiebung bis 1 mm bei dichter Erdstofflagerung gezeigt werden.

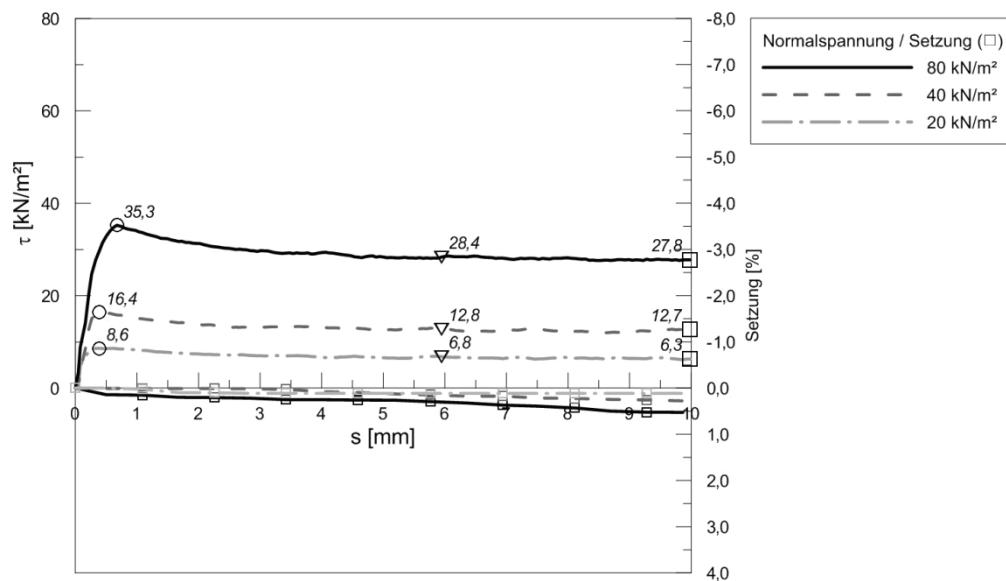


Abb. 6-2: Verlauf der Reibungsspannung im CNL-Versuch (D=0,6)

Unter Variation der Einbaudichte konnte anhand der durchgeführten linearen Regressionsanalyse der jeweilige Wandreibungswinkel δ errechnet werden. Aus den Referenzversuchen des Sandes konnte analog zu den direkten Scherversuchen aus Abschnitt 4.3.2 für den Reibungskontakt Sand – PE eine Abhängigkeit zwischen der Lagerungsdichte D und dem Wandreibungswinkel δ gezeigt werden. Für den Wandreibungswinkel δ konnte die Beziehung (6.1) aufgestellt werden.

$$\delta = 7,2 * D + 19,56 \quad (6.1)$$

mit:

δ = Wandreibungswinkel [°]

D = Lagerungsdichte [1]

Zu ähnlichen Ergebnissen kamen auch diverse weitere Autoren wie (Wu 1992), (Hasan 1996), (Achmus 1995). ACHMUS gibt aus Versuchsergebnissen an nichtbindigen Erdstoffen für die Beziehung zwischen Wandreibungswinkel und Lagerungsdichte folgende Gleichung (6.2) an.

$$\delta = (7 \div 8,5) * D + 20 \quad (6.2)$$

Somit konnten die Ergebnisse nach ACHMUS für den hier verwendeten Sand bestätigt werden. Abb. 6-3 zeigt die Ergebnisse der monotonen CNL-Versuche am Sand bzw. Sand / PE-Material.

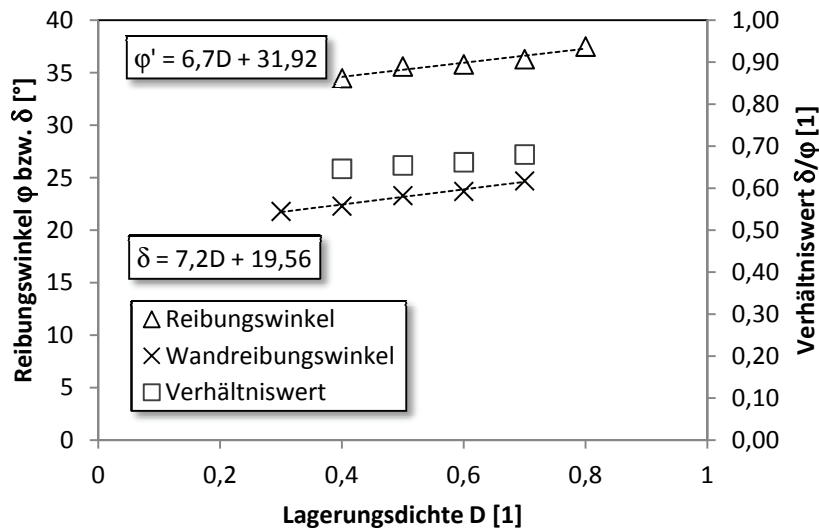


Abb. 6-3: Relation zwischen Wandreibungswinkel Sand – HDPE und Scherwinkel φ'

Nach der Aufbereitung der BSG-Erdstoffe wurden an diesem Material ergänzend Scherversuche zur Bestimmung des inneren Reibungswinkels durchgeführt. Bei dichter Erdstofflagerung und einer Feststoffkonzentration von 30 g/l stellt sich ein maximaler innerer Reibungswinkel φ' von $36,4^\circ$ ein. Unter lockerer Erdstofflagerung wurde ein innerer Reibungswinkel von $30,8^\circ$ ermittelt. Zusätzlich zeigte sich in einigen Teilversuchen ein kohäsiver Anteil von bis zu 4 kN/m^2 , welcher jedoch nicht redundant auftrat. Aufgrund der Durchfeuchtung des Sandes kann dieser auch einer „scheinbaren Kohäsion“ des Sandes zugeordnet werden (Kahl und Neuber 1957). Unter Steigerung des Feststoffanteils auf bis zu 90 g/l wurden innere Scherwinkel von $28,0^\circ$ bei dichter Lagerung bzw. $27,2^\circ$ bei lockerer Lagerung ermittelt.

In der zweiten Versuchsserie der Reibungsversuche zwischen BSG-Erdstoffen und PE wurden analog zu der Durchführung und Auswertung der Versuchsserie der Referenzversuche Regressionsanalysen durchgeführt. Bei diesen Versuchen konnte in Relation zu den Referenzversuchen ein reduzierter Reibungswiderstand gezeigt werden. Die Ergebnisse sind in Tab. 6-3 dargestellt.

Es zeigt sich, dass sich bei der Versuchsserie BSG-Erdstoff vs. PE-Material keine Korrelation zwischen dem ermittelten Wandreibungswinkel und der gewählten Feststoffkonzentration einstellt. Die Steigerung der Feststoffmenge an Bentonit bis hin zu 90 g/l in der Suspension zeigt keine weitere Reduzierung der gemessenen Reibungskoeffizienten.

Tab. 6-3: CNL-Versuchsergebnisse (monoton - Reibungskoeffizient bei Erstverschiebung)

Feststoffkonzentration	Reibungskoeffizient μ [1]					
	BSG-Erdstoffe				Bentonitfilterkuchen	
	Lockere Lagerung ($D \approx 0,3$)		Dichte Lagerung ($D \approx 0,6$)		Lockere Lagerung ($D \approx 0,3$)	Dichte Lagerung ($D \approx 0,6$)
30 g/l	$(\varphi' = 30,8^\circ)$	$0,35 \triangleq \delta = 19,3^\circ$	$(\varphi' = 36,4^\circ)$	$0,37 \triangleq \delta = 20,3^\circ$	$0,265 \triangleq \delta = 14,8^\circ$	$0,352 \triangleq \delta = 19,4^\circ$
60 g/l	-	$0,35 \triangleq \delta = 19,3^\circ$	-	$0,36 \triangleq \delta = 19,8^\circ$	-	-
90 g/l	$(\varphi' = 27,2^\circ)$	$0,35 \triangleq \delta = 19,3^\circ$	$(\varphi' = 28,0^\circ)$	$0,38 \triangleq \delta = 20,8^\circ$	-	-

Jedoch ist festzuhalten, dass die Erhöhung der eingestellten Erdstoffdichte in allen untersuchten Mischungsverhältnissen zu einer Erhöhung der Reibungskoeffizienten führt. Es ist allerdings auch anzumerken, dass diese Steigerungen des Reibungskoeffizienten bei dichter Erdstofflagerung nur geringfügig sind.

Der Einfluss der Verdichtung von bindigen Erdstoffen auf den Wandreibungswinkel wurde darüber hinaus auch von weiteren Autoren untersucht. Nach SWAN et al. (1991) weisen bindige Erdstoffe eine Analogie zum Verhalten von nichtbindigen Erdstoffen hinsichtlich des Einflusses der Verdichtung auf den Wandreibungswinkel im Kontakt zu glatten PE-Platten auf. Mit zunehmender Verdichtung der bindigen Erdstoffe konnten die Autoren höhere Wandreibungswinkel ermitteln.

Im Verhältnis zu den Referenzversuchen konnte bei dem mit Bentonitsuspension gesättigten Sand eine Reduzierung des Wandreibungswinkels von ca. 11 % bei lockerer Erdstofflagerung ermittelt werden. Bei dicht gelagerten Erdstoffen wurde eine Reduzierung der Reibungswiderstände um ca. 15 % festgestellt.

Die durchgeführten monotonen CNL-Versuche der dritten Versuchsserie zwischen dem Bentonitfilterkuchen und PE liefern unter lockerer Lagerung einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,265$. Dies entspricht einer Reibungsreduzierung von ca. 32 % im Vergleich zu den Referenzversuchen Sand/PE-Material.

Unter Steigerung der Verdichtungsenergie beim Probeneinbau konnte diese dritte Versuchsserie ebenfalls bei dichter Erdstofflagerung durchgeführt werden. Der ermittelte Reibungskoeffizient ergibt sich unter diesen Randbedingungen zu $\mu = 0,352$. Im Vergleich zu den monotonen Reibungsversuchen der Referenzserie entspricht dieses Ergebnis einer Reduzierung der Reibungswiderstände um ca. 19 %.

Demnach konnte mit dieser Versuchsserie gezeigt werden, dass der reibungsmindernde Einfluss der eingesetzten Bentonitsuspension am größten ist, wenn ein durchgehender Filterkuchen realisiert werden kann. Darüber hinaus zeigt sich hier eine annähernd gleiche Abhängigkeit des gemessenen Reibungswiderstandes von der eingestellten Lagerungsdichte des Erdstoffs. Es ist allerdings anzumerken, dass die Regressionsanalysen bei dieser dritten Versuchsserie sich lediglich auf die Ergebnisse unter 20 und 40 kN/m² Auflastspannung beziehen. Die Versuche unter 80 kN/m² Auflastspannungen ergaben in Relation zu den niedrigeren Normal-

spannungen deutlich höhere Schubspannungen. Unter Einbeziehung dieser Daten konnten keine plausiblen Reibungskoeffizienten ermittelt werden. Die Abb. 6-4 zeigt den Filterkuchen nach monotoner Belastung.

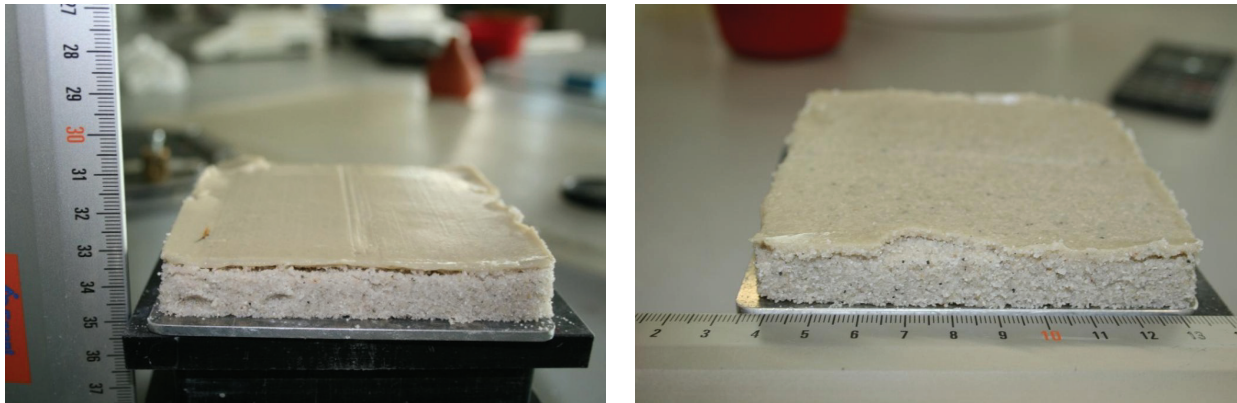


Abb. 6-4: Filterkuchen im CNL-Versuch nach Belastung
links: Auflastspannung 40 kN/m² rechts: Auflastspannung 80 kN/m²

Nach der Durchführung der CNL-Versuche wurden die Rahmen des Versuchsgerätes getrennt und die Kontaktfläche visuell untersucht. Wie in der obigen Abbildung ersichtlich ist, konnte ein deutliches spannungsabhängiges Verhalten festgestellt werden. Bei den Probekörpern der Versuche unter der Auflastspannung $\leq 40 \text{ kN/m}^2$ wurde ein durchgehender Filterkuchen als Grenzschicht beobachtet. Bei der untersuchten höchsten Auflastspannung von 80 kN/m^2 ist ein deutliches Eindringen von Sandkörnern in den Filterkuchen erkennbar (siehe Abb. 6-4 rechts). Dieses Vermischen der Sandkörner mit dem Filterkuchen führte in Relation zu den niedrigeren Auflastspannungen zu deutlich höheren Reibungswiderständen. Bei der Auswertung der linearen Regressionsanalysen wurden die Versuchswerte unter einer Auflastspannung von 80 kN/m^2 verworfen, weil mit der Beachtung der Versuchsergebnisse bis 40 kN/m^2 die vorherrschenden Randbedingungen von erdverlegten Fernwärmeleitungen abgedeckt sind. Höhere Auflastspannungen sind eher in Ausnahmefällen anzutreffen.

Der Einfluss der grabenlosen Rohrverlegung mittels des HDD-Verfahrens auf den Reibungskoeffizienten konnte aus den Ergebnissen der zweiten und dritten Versuchsreihe der monotonen Reibungsversuche ermittelt werden. Darüber hinaus wurden einige Versuche einer längeren Vorbelastungszeit unterzogen, wobei ein zeitabhängiges Verhalten der sich einstellenden Reibungswiderstände beobachtet werden konnte. Die größte Reduzierung der Reibung stellte sich bei den Versuchen ein, welche direkt nach der Probenaufbereitung abgeschert werden. Die Reibungswiderstände steigen mit zunehmender Konsolidierungszeit wieder an. Diese Beobachtung veranlasste den Autor, weitere Versuche in Bezug zum zeitabhängigen Reibungsverhalten durchzuführen. Dazu wurden Zeitstandversuche an den Materialien durchgeführt, wobei die Vorbelastungszeit bis auf 1000 h ausgedehnt wurde. Die hierbei erarbeiteten weiteren Erkenntnisse zum zeitabhängigen Verhalten sind in Abschnitt 6.4.3 aufgeführt.

6.2.2 Zusammenstellung der Ergebnisse der Scherversuche

In Betrachtung der absoluten Reibungswiderstände ist eine klare Beeinflussung des Reibungskontaktes Sand/PE durch die eingesetzte Bentonitsuspension herausgearbeitet worden. Die höchsten Reibungswiderstände wurden bei der Materialkombination Sand/PE (Referenzversuche) ermittelt. Hier konnten die in der Literatur empfohlenen Ansätze zur Kalkulation der Rei-

Reibungsparameter bestätigt werden (vgl. Abschnitt 2.2.6). In Abb. 6-5 sind die ermittelten Reibungsspannungen im Vergleich der drei untersuchten Materialkombinationen jeweils für einen locker gelagerten und dicht gelagerten Erdstoff dargestellt.

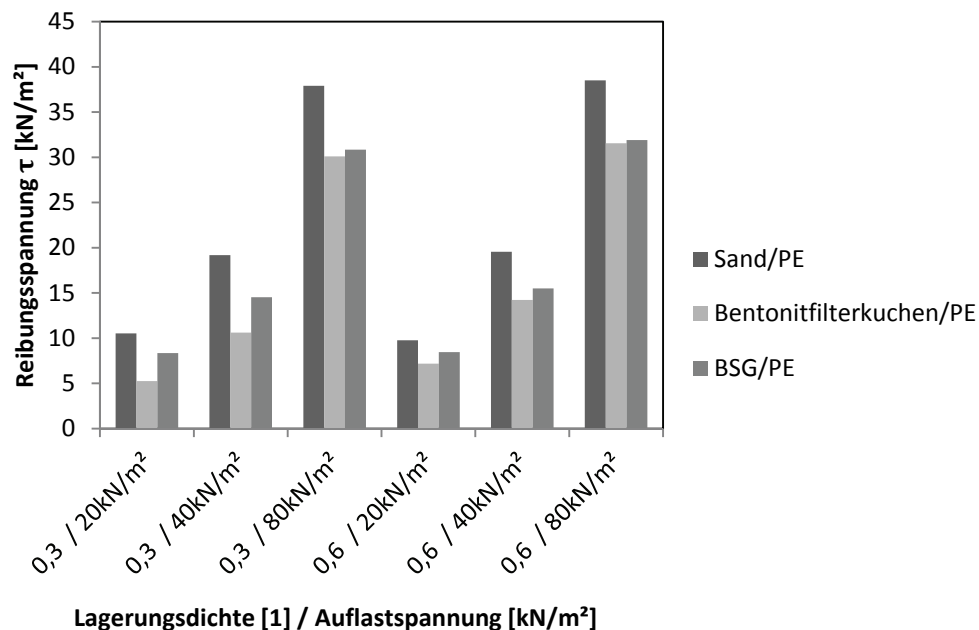


Abb. 6-5: Ermittelte Reibungswiderstände im Vergleich

Sofern jedoch Bentonitsuspensionen -wie beim HDD-Verfahren- angewendet werden, konnten Reduzierungen der ermittelten Reibungsparameter gezeigt werden. Bei der Erstverschiebung wurden in Relation zum Sand/PE-Kontakt bei lockerer BSG Erstoffen um ca. 20 % geringere Reibungsspannungen ermittelt. Die in den Sandporen eingelagerten Bentonitplättchen bewirken offensichtlich eine Art „Schmiereffekt“ des inneren Gefüges und führen somit zu einer Reduzierung der Gesamtreibungswiderstände. Unter dichter Erdstofflagerung sind rd. 18 % geringere Reibungsspannungen verzeichnet worden. Dementsprechend konnte die Reibungsreduzierung für BSG Erstoffe unter verschiedenen Lagerungsbedingungen gezeigt werden.

In den Untersuchungen konnten bei lockerer Erdstofflagerung und bei niedrigen und mittleren Auflastspannungen im Kontakt Bentonitfilterkuchen/PE um rd. 50 % geringere Widerstände bei Erstverschiebung im Vergleich zum Kontakt Sand/PE ermittelt werden. Die in der Suspension enthaltenen Bentonitplättchen lagern sich bei der Ausbildung des Filterkuchens in der Grenzschicht zum PE-Material ab und realisieren somit eine Trennung der „rauen“ Sandkörner von dem PE-Material. Daraus ergibt sich eine Gleitfuge zwischen der glatten PE-Platte und den ebenfalls sehr glatten Bentonitplättchen. Es können somit keine Verhakungseffekte (Bilgin 2011) oder ein Aufschieben von Sandkörnern im Bodengefüge stattfinden (Dove und Frost 1999), welche für eine Widerstandserhöhung sorgen würden.

Dieser reibungsmindernde Effekt scheint jedoch, wie bereits zuvor beschrieben, auflastspannungsabhängig zu sein. Unter der höchsten eingestellten Auflast konnten bei lockerer Erdstofflagerung nur rd. 20 % geringere Reibungsspannungen als in den Referenzversuchen aufgezeigt werden.

Unter dichter Erdstofflagerung wurden im Kontakt Bentonitfilterkuchen / PE unter der geringsten und mittleren Auflastspannung rd. 30 % geringere Reibungswiderstände als in den Referenz-

versuchen verzeichnet. Unter der höchsten Normalspannung ist die Reibungsreduzierung mit rd. 20% annähernd gleich groß wie unter lockerer Erdstofflagerung.

6.3 Aufbau und Durchführung der zyklischen CNL-Reibungsversuche

Ergänzend zu den monotonen Reibungsversuchen wurden im Zuge dieser Arbeit zyklische Versuche durchgeführt. Ziel dieser Versuche war die Erlangung neuer Erkenntnisse zum Reibungskontakt unter zyklischen Belastungen, wie sie bei erdverlegten Fernwärmeleitungen auftreten. In den Versuchsgeräten wurde der Werkstoff des Außenmantels von Kunststoffmantelrohren (Polyethylen hoher Dichte) mit Proben des zu untersuchenden Erdstoffs eingebaut.

Die Reibungsversuche wurden wie die monoton arbeitenden Versuche in Rahmenschergeräten mit 100 cm² großer Prüffläche und vertikal verfahrbarem oberen Rahmen durchgeführt. Die Normalspannungen betrugen 20 / 40 / 80 kN/m². Analog zu den monotonen Reibungsversuchen orientiert sich dieser Auflastbereich an den üblichen Einwirkungen auf erdverlegte Fernwärmeleitungen in rd. 1 bis 3 m Verlegetiefe. Die Größe der Prüffläche blieb während der Versuchsdurchführung konstant. Die Auflasten wurden mechanisch über ein Spindelhubgetriebe auf eine im oberen Rahmen befindliche Lastplatte aufgebracht.

Die zyklischen Reibungsversuche wurden weggesteuert mit einer Amplitude von +/- 2 mm gefahren. Bei dieser Verschiebung wurde die Grenzscherbeanspruchung bereits überschritten und es können somit die realen Verhältnisse einer erdverlegten Fernwärmeleitung abgebildet werden. Nach den geplanten Lastzyklen wurde ein Abschervorgang der Probe bis zur maximalen Verschiebung der Versuchsgeräte von ca. 10 mm eingeleitet.

Die Aufbereitung der Erdstoffproben sowie der Einbau in die Versuchsgeräte wurde analog zu dem Vorgehen der monotonen Reibungsversuche aus Abschnitt 6.2 vorgenommen.

Die während des Vorschubs des unteren Rahmens auftretenden Scherkräfte wurden mit einer elektronischen Kraftmessdose gemessen und in Scherspannungen bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung über die Fläche umgerechnet. Es wurde eine Vorschubgeschwindigkeit von 10 mm/h bei den Referenzversuchen und 1 mm/h bei den Versuchen mit eingesetzter Bohrspülung eingestellt. Während der Versuchsstudien wurden bis zu 20 Lastzyklen und eine Variation der eingestellten Lagerungsdichte von $D = 0,3$ bis $D = 0,6$ untersucht.

6.3.1 Ergebnisse der zyklischen CNL-Reibungsversuche

Die Ergebnisse der Referenzversuche zeigen für den Kontakt Sand/PE-Platten ein von der eingestellten Dichte des Sandes abhängiges Verhalten des Reibungswiderstandes. Es wurden die maximal gemessenen Reibungswiderstände in Wandreibungswinkel und, sofern vorhanden, Adhäsionsspannungen umgerechnet. Darüber hinaus wurde der zyklische Einfluss auf die sich einstellende Reibungsspannung in Form von Degradationsfaktoren bestimmt. Die im jeweiligen Lastzyklus ermittelte Reibungsspannung wurde dabei in Relation zum Reibungswiderstand des ersten Lastzyklus gesetzt. Dieses Vorgehen erlaubt es Rückschlüsse auf eine eventuell vorhandene Abhängigkeit zur aufgetragenen zyklischen Belastung zu ziehen. Die Abb. 6-6 zeigt die ermittelte Degradation der Versuchsserie Sand vs. PE unter der Lagerungsdichte $D=0,6$.

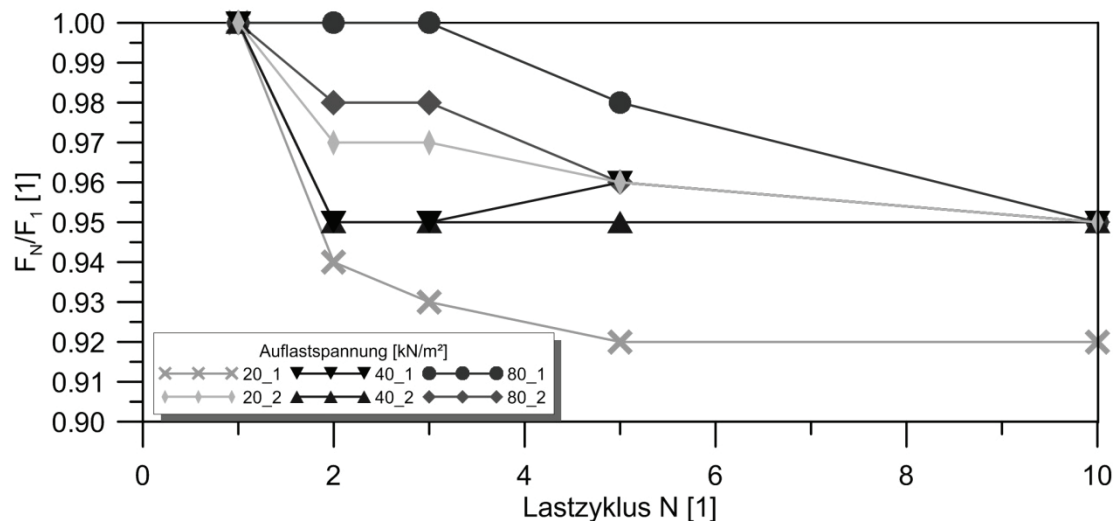


Abb. 6-6: Degradation über Lastzyklen aus CNL-Versuchen Sand vs. PE (D=0,6)

Auffällig zeigt sich über die betrachtete Zyklenzahl, dass die Versuche unter 20 und 40 kN/m² nach dem ersten Lastzyklus die größte Abnahme der verzeichneten Reibungsspannung aufweisen und sich mit weiteren Lastspielen die Degradation nur noch geringfügig verstärkt. Unter der eingestellten Auflastspannung von 80 kN/m² verläuft die Abnahme der Reibungsspannungen eher kontinuierlicher.

Die Abb. 6-7 zeigt die ermittelten Degradationsfaktoren F_{10}/F_1 der Referenzversuche über der untersuchten Bandbreite der Lagerungsdichte.

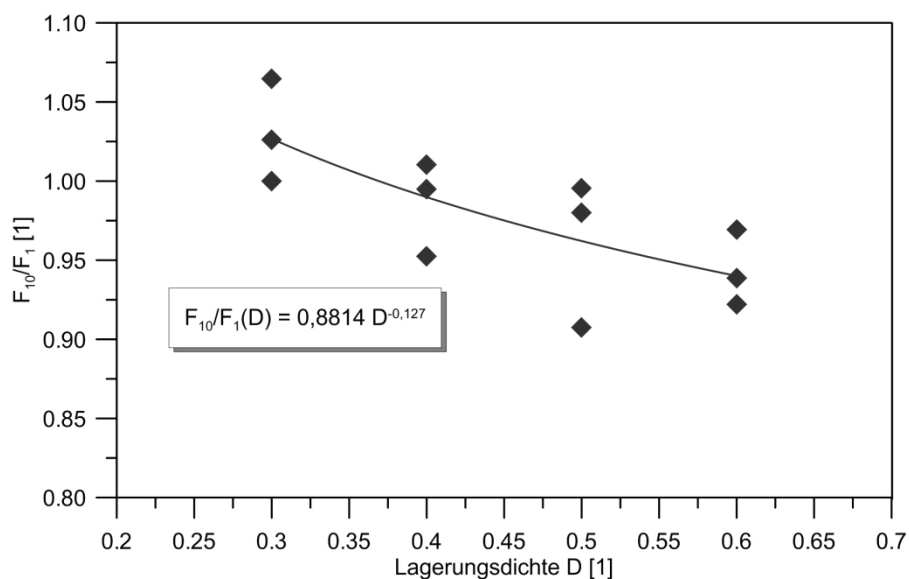


Abb. 6-7: Ermittelte Degradationsfaktoren der Referenzversuche

Aus den Ergebnissen konnte ein deutlicher Zusammenhang zwischen der eingestellten Dichte des Erdstoffes und dem sich ergebenden Degradationsfaktor aufgezeigt werden. Für locker eingebaute Versuche bei $D = 0,3$ konnte eine leichte Zunahme der ermittelten Reibungswiderstände von im Mittel 1,03 im 10. Lastzyklus gezeigt werden. Ab einer mitteldichten Lagerung von $D = 0,4$ führt die Aufbringung der zyklischen Belastung zu einer Verringerung des Faktors und bewirkt letztendlich eine leichte Reduzierung der Reibungswiderstände mit einem mittleren

Degradationsfaktor von 0,99. Bei der weiteren Steigerung der Lagerungsdichte auf bis zu 0,6 konnten Degradationsfaktoren bis zu 0,94 aufgezeigt werden.

Der zyklische Einfluss unter konstanter Normalspannung der Materialkombination Sand/PE auf die ermittelten Reibungswiderstände ist demnach vorhanden, jedoch nur schwach ausgeprägt. Vorrangig ist dieses Verhalten auf das Einregeln der Sandkörner im Bodengefüge zurückzuführen. Durch die Schubverzerrungen während des Versuchs wird das ursprüngliche Bodengefüge gestört und es stellt sich eine neue Lagerungssituation der Körner ein. Die initial eingestellte Lagerungsdichte stellt dabei den Ausgangspunkt des Korngefüges dar. Nichtbindige Erdstoffe zeigen bei Schubverzerrungen unter lockeren Lagerungsbedingungen ein kontraktantes Verhalten auf, wobei bei sehr dichten Lagerungsdichten ein dilatantes Verhalten auftritt (Malkus 2000), (Lang und Huder 1994). Die Dilatanz wird nach TEIJCHMAN (1995) nur teilweise behindert. Daher führt die zyklische Belastung bei den untersuchten dichten Lagerungsbedingungen zu einer geringfügigen Abnahme und bei den untersuchten lockeren Lagerungsbedingungen zu einer leichten Zunahme der gemessenen Reibungsspannungen. Darüber hinaus beobachtete STAUPÉ (1997) eine Entmischung der unterschiedlichen Korngrößen in der Scherzone unter zyklischer Belastung, deren Folge geringere Wandreibungswinkel waren.

Die Ergebnisse der zweiten Versuchsserie mit BSG-Erdstoffen werden nachfolgend erläutert. Unter Betrachtung der zyklischen Belastung konnte Abb. 6-8 erarbeitet werden. Ab einem Bentonitanteil von 90 g/l in der Suspension zeigte sich unter zyklischer Belastung ein Materialverlust durch den Spalt zwischen dem oberen und unteren Scherrahmen. Daher konnte hierfür keine Auswertung der Ergebnisse in Hinblick auf die Zyklik vorgenommen werden.

Es konnte gezeigt werden, dass lediglich eine geringfügige, zyklisch bedingte Degradation bei dicht gelagerten BSG-Erdstoffen auftritt. Diese Degradation ist ab einem Bentonitgehalt in der Suspension von 60 g/l mit rd. 3 % erfasst worden.

Bei locker gelagerten BSG-Erdstoffen tritt hingegen eine leichte Zunahme der gemessenen Reibungswiderstände nach der zyklischen Belastung auf. Diese Zunahme wurde mit rd. 4 % bis 10 % Zuwachs der gemessenen Reibungswiderstände nach der zyklischen Belastung festgestellt. Auffällig zeigt sich in den Messergebnissen, dass mit zunehmendem Anteil der Bentonitsuspension in den BSG-Erdstoffen die zyklisch bedingte Zunahme geringer wird.

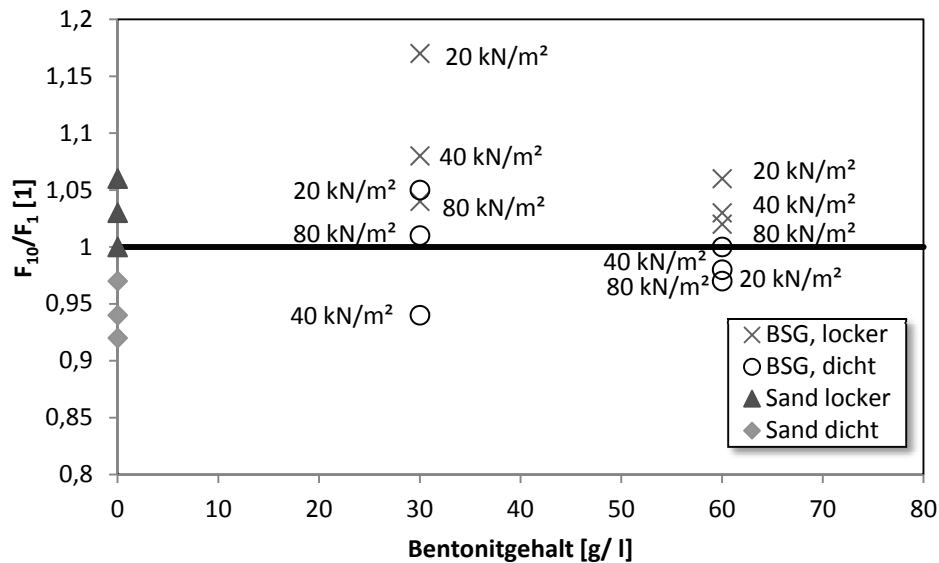


Abb. 6-8: Zyklischer Einfluss auf BSG-Erdstoffe

Zusammenfassend kann demnach festgehalten werden, dass die zyklischen CNL-Versuche der Materialkombination BSG-Erdstoff vs. PE-Material eine annähernd gleiche Abhängigkeit zur zyklischen Belastung wie die Referenzversuche Sand vs. PE-Material aufweisen. Die zyklisch bedingte Degradation wird demnach durch das Vorhandensein der Bentonitsuspension in den Poren des Sandgefüges nicht relevant beeinflusst. Jedoch wird die betragsmäßige Größe der Reibungswiderstände durch den Reibungsminderer beeinflusst, siehe Abschnitt 6.2.1. Darüber hinaus konnte bei dieser Versuchsserie eine Auflastabhängigkeit ermittelt werden. Tendenziell liefern die Versuche unter geringeren Normalspannungen bei lockerer Lagerung deutlichere Zunahmen der Reibungsspannung.

In der dritten Versuchsstudie wurde der zyklische Einfluss auf den Kontakt Bentonitfilterkuchen vs. PE-Material untersucht. In der Abb. 6-9 ist die ermittelte Reibungsdegradation über die einzelnen Lastzyklen exemplarisch für die Lagerungsdichte von $D = 0,5$ dargestellt. Die stärkste Reduktion der Reibungskräfte findet bei allen untersuchten Lagerungsdichten nach dem ersten Lastzyklus statt.

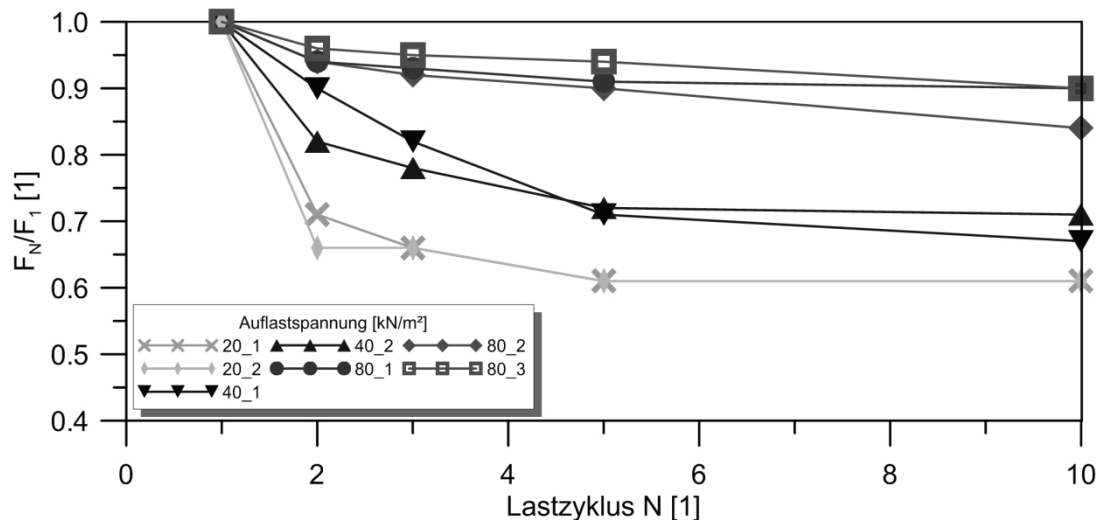


Abb. 6-9: Degradation Bentonitfilterkuchen / PE über Lastzyklen aus CNL-Versuchen ($D=0,5$)

Sehr auffällig zeigt sich hierbei der Widerstandsabfall nach der ersten Richtungsumkehr bei den Versuchen unter der niedrigen Auflastspannung von 20 kN/m². Ein Abfall der gemessenen Reibungswiderstände um ca. 37 % stellt sich hier bereits ein. Unter der mittleren Auflastspannung fällt dieser Abfall der gemessenen Reibungswiderstände mit ca. 15 % deutlich geringer aus. Dieses auflastspannungsabhängige Verhalten der Reibungsreduktion konnte bei den höheren Spannungsbereichen ebenso beobachtet werden. Hier fehlt der starke Abfall der gemessenen Reibungswiderstände nach der ersten Richtungsumkehr gänzlich, so dass sich über das gesamte zyklische Lastkollektiv eine stetige Abnahme einstellt, welche sich jedoch ab dem 5. Lastzyklus deutlich abflacht.

In Korrelation zur eingestellten Lagerungsdichte konnte die Abb. 6-10 erarbeitet werden. Es konnte im Hinblick auf die zyklische Belastung ein bilinearer, auflastabhängiger Zusammenhang zwischen der eingestellten Lagerungsdichte und der Degradation des ermittelten Reibungskoeffizienten aufgestellt werden (siehe Abb. 6-10).

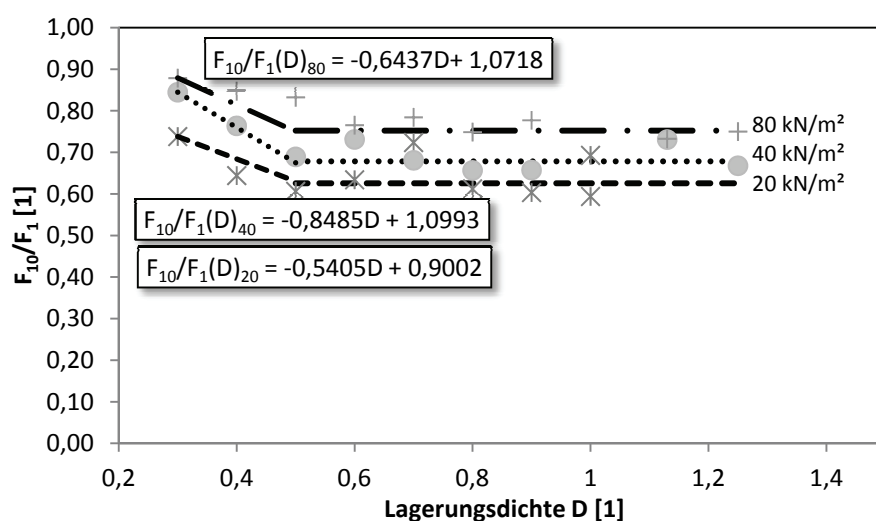


Abb. 6-10: Korrelation zwischen Lagerungsdichte und ermittelten Reibungswiderständen für Bentonitfilterkuchen vs. PE

In der obigen Abbildung ist der Verhältniswert zwischen den ermittelten Reibungswiderständen des zehnten und ersten Lastzyklus dargestellt. Es konnte tendenziell gezeigt werden, dass bei lockerer Erdstofflagerung die Degradation nach dem aufgetragenen Lastkollektiv geringer ausfällt als bei höheren Lagerungsdichten. Die Degradation nimmt bis zu einer mitteldichten Lagerung von ca. $D = 0,5$ zu und erreicht ab dieser Dichte konstante Werte. Mittels einer linearen Regressionsanalyse konnten für den lockeren Erdstoffbereich entsprechende Korrelationszusammenhänge erarbeitet werden. Darüber hinaus konnte beobachtet werden, dass die Reibkraftdegradation auflastabhängig ist. Die maximalen Reibungsreduktionen konnten bei den geringsten Auflastspannungen von 20 kN/m^2 mit im Mittel um $37,5 \%$ ermittelt werden. Bei der mittleren Auflast zeigt sich eine Degradation um ca. 32% und bei den größten Auflastspannungen von 80 kN/m^2 wurde eine Reibkraftabnahme um ca. $22,5 \%$ ermittelt.

Im Vergleich zu den ersten beiden Versuchsstudien zeigt sich bei dem Reibungskontakt Bentonitfilterkuchen / Polyethylen-Platte ein deutlich abweichendes Verhalten unter zyklischer Belastung. Im Gegensatz zu den Referenzversuchen und den BSG-Erdstoffen konnte bei lockerer Erdstoffdichte keine zyklisch bedingte Zunahme der Reibungswiderstände festgestellt werden. Auch die betragsmäßige Höhe der Degradation bei dichter Erdstofflagerung ist bei dem Kontakt Bentonitfilterkuchen / Polyethylen-Platte deutlich größer.

Degradationseffekte resultieren aus Kornumlagerungen innerhalb des Erdstoffgefüges. Bei höheren Auflastspannungen werden die einzelnen Körner durch höhere Normalspannungen daran gehindert, eine Kornumlagerung während des Schervorganges zu erreichen. Bei diesen Versuchen unter höherer Normalspannung wird bereits in der Konsolidierungsphase vor dem eigentlichen Scherbeginn durch die vorherrschende Auflastspannung ein dichtes Korngefüge erreicht, wodurch das Bestreben vermindert wird, größere Schubverzerrungen innerhalb des Korngefüges während des Schervorganges zu erreichen. Im Hinblick auf die Untersuchung des Bentonitfilterkuchens konnte ein zweiter Effekt beobachtet werden. Die Dicke des Bentonitfilterkuchens nahm mit steigender Auflastspannung ab. Dementsprechend wurden einzelne Bentonitplättchen in das Sandgefüge während der Konsolidierungsphase umgelagert und führten somit relativ zu den Versuchen unter niedrigeren Normalspannungen zu höheren Reibungsspannungen. Ebenso ist das Potential für die zyklisch bedingte Degradation im Vergleich zu den niedrigeren Auflastspannungen hierdurch herabgesetzt worden, weil sich innerhalb der Scherzone in der Bentonitschicht daher weniger Bentonitplättchen befanden, welche sich beim Schervorgang umlagern konnten.

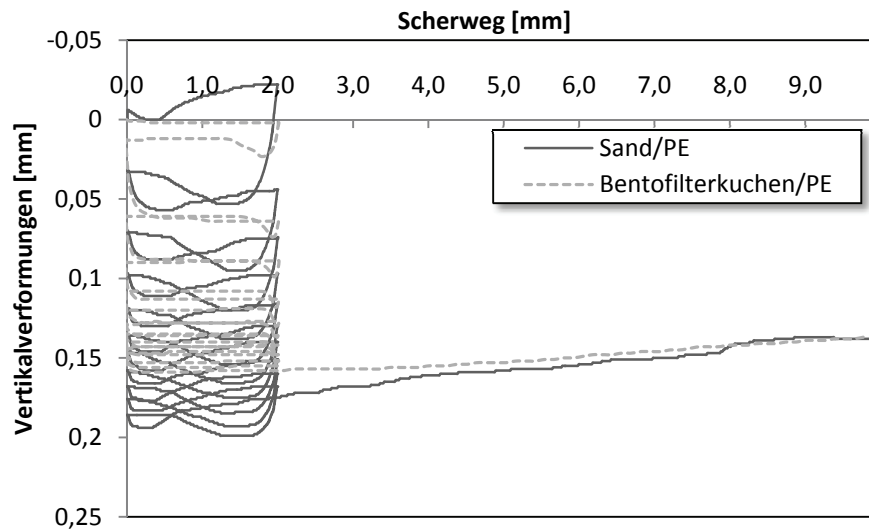


Abb. 6-11: Vergleich der Vertikalverformungen im CNL-Versuch

Dieses Verhalten spiegelt sich auch in den vertikalen Verformungen der Prüfkörper während des Versuchs wieder. In Abb. 6-11 sind exemplarisch die gemessenen Vertikalverformungen während der durchgeführten zyklischen CNL-Versuche bei dichter Lagerung abgebildet. Unter der zyklischen Belastung reagieren alle untersuchten Materialien mehr oder weniger kontraktant unter Betrachtung des gesamten Belastungsspektrums. Jedoch sind im Vergleich unter den Prüfmateriale innerhalb der einzelnen Lastzyklen deutliche Unterschiede zu erkennen. Die CNL-Versuche der Konstellation Sand/PE zeigen im ersten Belastungszyklus ein deutlich dilatantes Verhalten. Bedingt durch die dichte Lagerung stellen sich Kornumlagerungen im Sandgefüge ein, welche nur durch ein zeitweises „Auflockern“ des dichten Zustandes realisiert werden können, vergleiche Abschnitt 4.3.2. Daher zeigen die Sand/PE-CNL-Versuche teilweise, abhängig von der eingestellten Erdstoffdichte, einen ausgeprägten Bruchwert der Schubspannungen. Nach der Richtungsumkehr im ersten Lastzyklus tritt eine deutliche Setzung des Sandes ein. Es baut sich zwar jeweils in den folgenden Lastzyklen ein geringes Maß an Hebungen auf, diese werden allerdings durch die deutlich größeren Setzungen kompensiert und es stellt sich insgesamt eine Kontraktanz ein.

Deutlich von dem Verhalten der BSG-Erdstoffe und des Sandes weichen die Ergebnisse der CNL-Versuche mit Bentonitfilterkuchen ab. Es stellt sich zwar über die gesamte Versuchslaufzeit betrachtet eine ähnlich ausgeprägte Kontraktanz ein, es konnte jedoch zu Versuchsbeginn im ersten Lastzyklus keine nennenswerte Dilatanz beobachtet werden. Die Scherfuge, in der die Scherverformungen auftreten, liegt genau an der Schichtgrenze des Filterkuchens zum PE-Material. Der Schervorgang entspricht demnach vielmehr einem „Abgleiten“ der Bentonit-Plättchen auf der PE-Platte. Die Umlagerungen des Gefüges finden daher weitestgehend in der Filterkuchenschicht statt und beeinflussen nicht erwähnenswert das Gefüge des darüber angeordneten Sandes.

6.3.2 Zusammenfassung der Ergebnisse unter zyklischer Belastung

Aus den Versuchsstudien an drei unterschiedlichen Rohrbettungsmaterialien konnte erarbeitet werden, dass die Zusammensetzung des Bettungsmaterials des Fernwärmerohres einen bedeutenden Einfluss auf die Reibungseigenschaften hat. Es zeigt sich, dass der Einfluss aus der

zyklischen Belastung bei der Konstellation Sand/PE am geringsten ist. Bei typischen Vermengungen aus Sand und Bentonitsuspension konnte eine annähernd gleich geringe Beeinflussung der zyklischen Belastung auf die Reibungseigenschaften ermittelt werden, wobei mit steigendem Bentonitanteil die zyklisch bedingte Veränderung der gemessenen Reibungskoeffizienten geringer wurde. Aus den Ergebnissen zur Grenzschicht Bentonitfilterkuchen/PE konnten deutliche Einflüsse (Reduzierung der Reibungswiderstände) der zyklischen Belastung abgeleitet werden. Im locker gelagerten Erdstoffbereich zeigen sich unter den gewählten Normalspannungen geringere Degradationsfaktoren als bei mitteldicht bis dicht gelagerten Erdstoffen. Als Ursache hierfür kann die stärkere Eindringung, bzw. das Abwandern der Bentonitteilchen in das Sandgefüge bei geringerer Erdstoffdichte während des Filtrationsprozesses genannt werden. Dadurch ist der sich einstellende Filterkuchen dünner und in der Grenzschicht zwischen dem PE-Material und dem Erdstoff können sich einzelne Sandkörner in der Filterkuchenschicht anordnen und somit höhere Reibungskräfte über die zyklische Belastung hinweg bedingen.

6.4 Untersuchung von Kriechverformungen

6.4.1 Allgemeines

Zusätzlich zu den Untersuchungen des Reibungskoeffizienten unter monotoner und zyklischer Belastung wurde im Rahmen dieser Arbeit ein Zeitstandversuch zur Untersuchung der Kriechverformungen entwickelt. Ziel dieser Versuche ist die Aussagefähigkeit über eventuell auftretende Kriechverformungen in Haftbereichen von grabenlos installierten Fernwärmeleitungen. Darüber hinaus sollten Erkenntnisse über eine eventuell zeit- und belastungsabhängige Veränderung der Reibungseigenschaften gewonnen werden.

Kunststoffe, im Allgemeinen aber auch Erdstoffe unterliegen einem zeitabhängigen Verformungsverhalten unter mechanischer Belastung. Die Abb. 6-12 verdeutlicht dieses Verhalten. Abhängig von den aufgetragenen Schubspannungen können diese Verformungen zu einem progressiven Versagen innerhalb des Bodengefüges führen (Singh und Mitchell 1968).

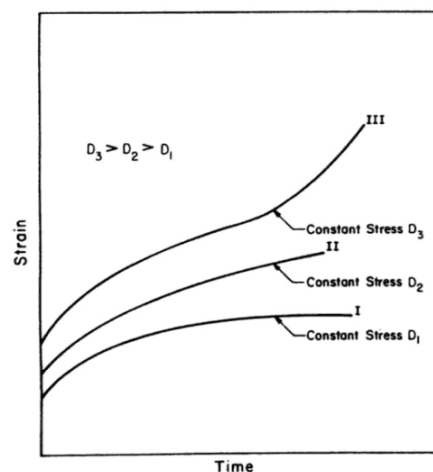


Abb. 6-12: Spannungsbereiche der Kriechverformungen von Erdstoffen (Mitchell, Seed und Paduane 1965)

Nichtbindige Erdstoffe wie Sand zeigen unter einer kombinierten Schub-Druckbelastung üblicherweise nur sehr geringe bis gar keine Kriechverformungen (Murayarna, Michihiro und Sakagarni 1984, Lade, Yamamuro und Bopp 1997, Lade und Liu 1998).

Über den Kontakt Sand / PE sind in der Fachliteratur diverse Untersuchungen durchgeführt worden und daraus gesicherte Erkenntnisse in Bezug auf Kriechverformungen in dieser Kontaktzone erarbeitet worden (Heerten, et al. 1995, Zanzinger und Alexiew 1999, Dove und Frost 1999, Bilgin 2011, Liu und Martinez 2014). Üblicherweise konnten in diesem Kontakt geringe Kriechverformungen nachgewiesen werden. Jedoch scheint dies zurzeit nicht hinlänglich für mit Bentonitsuspension bzw. Bohrspülung gesättigte Erdstoffe gesichert zu sein. Daher wurden Zeitstandversuche an einem BSG-Erdstoff mit einem Sand durchgeführt.

Die Untersuchung von Langzeitreibungsverhalten in Zeitstandversuchsgeräten ist von diversen Autoren bereits durchgeführt worden, zum Beispiel HEERTEN et al. (1995), ZANZINGER et al. (1999). Auf Grundlage der Untersuchungen der aufgeführten Autoren wurde der Versuch zur Bestimmung des Druckverhaltens in das Regelwerk DIN EN ISO 25619-1 (2008) aufgenommen. Orientierend an dem hier aufgeführten Versuchsaufbau führte HEINEMANN (2016) diverse Versuchsstudien durch, bei dem die Wirkungsweise und Versuchsmethodik der Zeitstandversuche unter anderem auch mit weiteren Versuchsmethoden aus der Geotechnik verglichen wurde. Die Ergebnisse dieser Studie konnten für die Untersuchung von Kriechverformungen in der Schichtgrenze zwischen verschiedenen Geokunststoffen ein gutes Abbilden des mechanischen Kontaktproblems mit dem durch HEINEMANN geänderten Versuchsaufbau ausweisen.

In dieser Arbeit wird daher der Geräteaufbau nach HEINEMANN (2016) im Grundprinzip verwendet und in den entsprechenden Punkten so modifiziert, dass die Untersuchung eines Erdstoffes in Kontakt zu einem annähernd starren Reibungspartner (PE bzw. Edelstahl) möglich ist.

6.4.2 Durchführung von Zeitstandversuchen

Die entwickelten Versuchsstände zur Untersuchung von Kriechverformungen bestehen im Wesentlichen aus zwei relativ zueinander bewegbaren Rahmen bzw. Flächen. Die Abb. 6-13 zeigt den schematischen Aufbau der Zeitstandversuchsgeräte. Dieses einfache Versuchsprinzip geht zurück auf die Untersuchungen von CASAGRANDE et al. (1940) zum direkten Scherverhalten von Böden.

Bei dem hier verwendeten Versuchsgerät wurde der untere Rahmen durch eine vollflächig als metallische Platte ausgeführte Ebene ersetzt. Auf diese untere Platte wurde die PE-Platte mittels Schrauben fixiert, welche außerhalb der Prüffläche an der Zugseite angeordnet sind. Der obere Rahmen weist eine Höhe von ca. 30 mm und eine quadratische Seitenlänge von 200 mm (Prüffläche 400 cm²) auf. In den oberen Rahmen wurde der Erdstoff in kompletter Höhe eingebaut. Wie in der schematischen Darstellung (Abb. 6-13) ersichtlich ist, wird die Normalspannung während des Versuchs mechanisch über Gewichte unterhalb der Scherfläche aufgebracht. Die Gewichte wirken über einen Lastrahmen auf eine über dem oberen Rahmen befindliche Lastplatte. An dem Lastrahmen kann nach der Aufbringung der Normalspannung eine Schubbelastung aufgebracht werden. Diese wird ebenfalls mechanisch über Gewichte induziert. Der Lastrahmen ist über Metallstifte kraftschlüssig mit der Lastplatte verbunden und kann somit die horizontale Schubkraft auf den Probekörper übertragen. Über ein Stahlseil, welches an dem Lastrahmen angeschlagen ist, wird die Kraft auf die Probenfläche eingeleitet. Um die Kraft von der vertikalen Richtung unter Berücksichtigung der Seilreibung in die lasteinleitende horizontale Richtung umzurechnen wird die Euler-Eytelwein-Formel (6.3) verwendet.

$$F_V = F_h * e^{\mu_R * \alpha} \quad (6.3)$$

mit:

- F_V = vertikale Seilkraft
- F_h = horizontale Seilkraft
- μ_R = Reibungskoeffizient der Seilrolle
- α = Umschlingwinkel (Bogenmaß)

Die verwendeten Umlenkrollen sind mit trockengeschmierten Gleitlagern versehen, welche einen Reibungskoeffizienten $\mu_R = 0,005$ aufweisen. Entsprechend Gleichung (6.3) ergibt sich:

$$F_V * 0,99 = F_h \quad (6.4)$$

Die Reibungsverluste in Höhe von ca. 1% wurden bei der Auswertung der Versuchsergebnisse berücksichtigt. Aus dem sich somit ergebenden Versuchsgöraufbau konnte daher ein kraftgesteuerter Langzeitreibungsversuch realisiert werden.

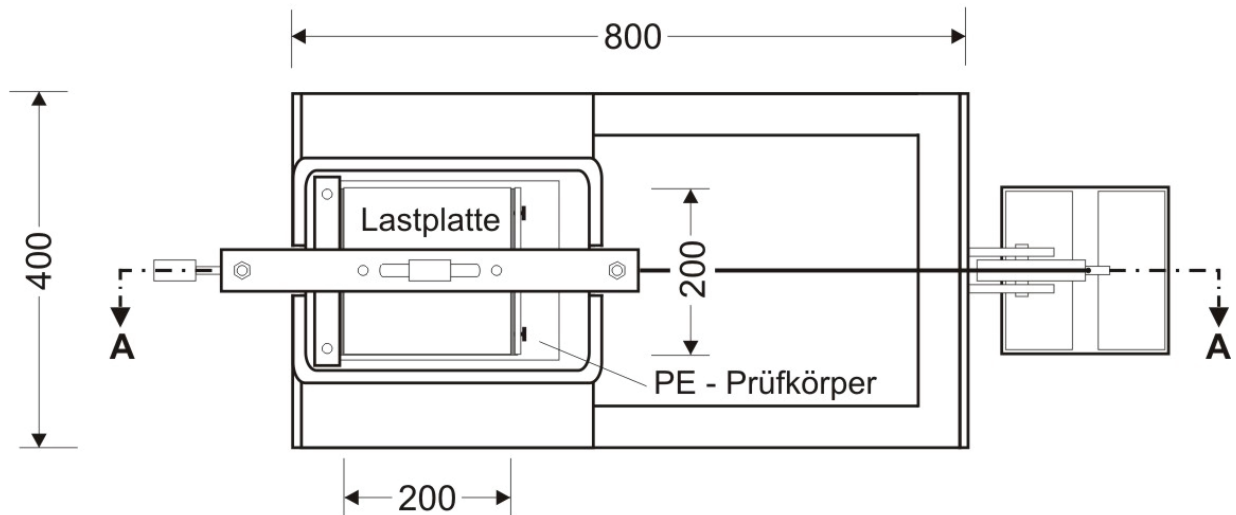
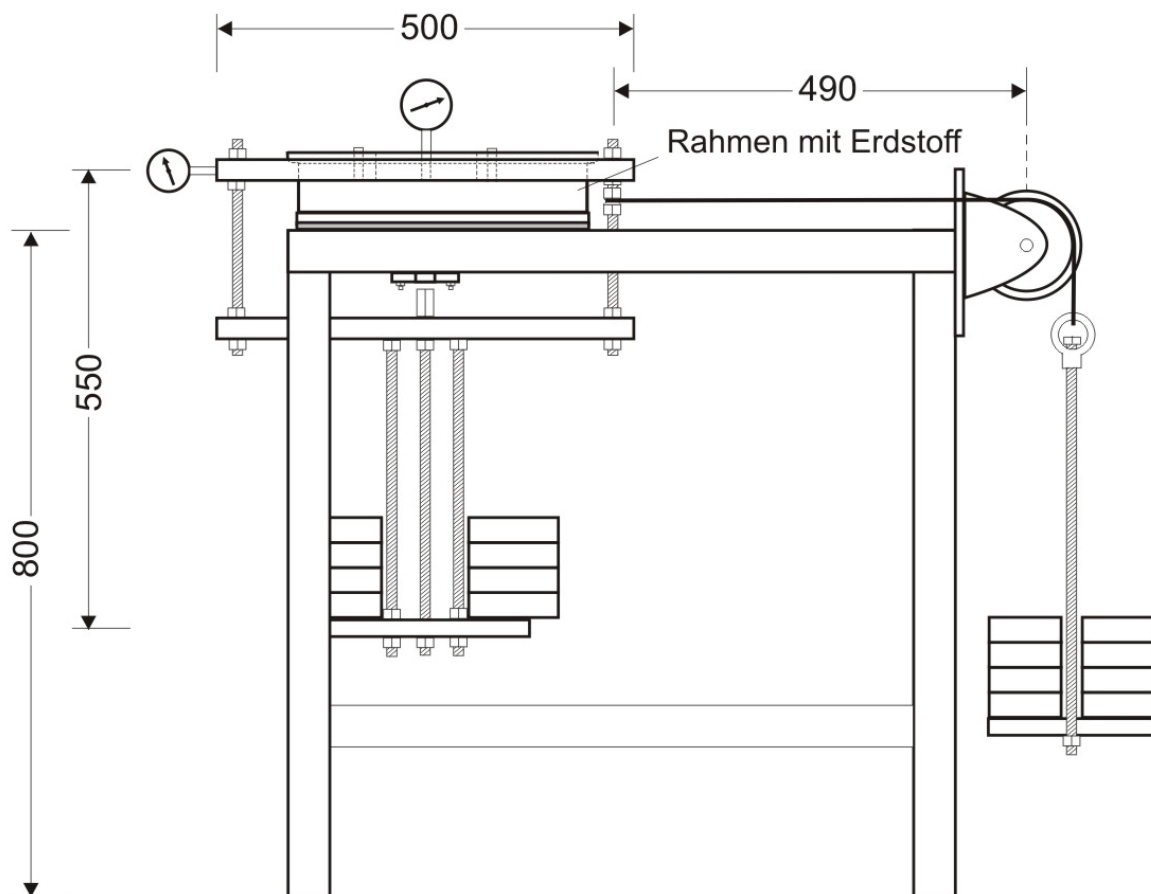
Die Versuchsprozedur wurde in den Versuchsserien nach folgendem Prinzip durchgeföhrt:

1. Einbau der Reibpartner
2. Aufbringung der Normalspannung
3. Abwarten der Konsolidierungszeit
4. Aufbringung der Schubspannung (90 % τ_{max})
5. Nach gewählter Versuchslaufzeit (10h, 100h, 1000h) Steigerung der Schubspannung bis zum Abgleiten der Reibpartner gegeneinander

Die Aufbringung der Schubspannung von 90 % τ_{max} wurde bei allen durchgeföhrtten Versuchen eingehalten und nicht variiert. Auf diese Weise sollte die kombinierte Druck-Schubbelastung zu einem „Kriechen“ föhren und nicht zu einem „Kriechbruch“, welcher unter einer höheren Schubbelastung auftreten kann. Diese Verhältnisse stellen sich bei einer erdverlegten Fernwörmeleitung am Übergang vom Gleit- in den Haftbereich ein.

Durch den oben aufgeföhrtten Versuchsablauf soll die Aussage getroffen werden können, ob Kriechverformungen im Kontaktbereich von grabenlos verlegten (HDD-Verfahren) Fernwörmerohren auftreten. Darüber hinaus soll durch die unterschiedlichen Versuchslaufzeiten und die anschließende Steigerung der aufgebraachten Schubspannung ein eventuelles Ansteigen der sich einstellenden Reibungswiderstände und damit ein nachträgliches „Verfestigen“ der Kontaktzone aufgezeigt und beschrieben werden können.

Als Prüfnormalspannung wurde die Auflast von 20 kN/m² gewählt. Analog zu den durchgeföhrtten CNL-Versuchen entspricht diese Belastung einer typischen Belastung von erdverlegten Fernwörmeleitungen. Für die Wahl der konstanten Schubspannung wurde zuvor in Vorversuchen die maximal auftretende Bruchschubspannung der verwendeten Reibpartner in Kurzzeitreibungsversuchen ermittelt. Dieser maximale Widerstand wurde zu 90% als konstante Schubspannung in den Langzeitreibungsversuchen angesetzt. In der anschließenden Versuchslaufzeit bleiben sowohl die aufgebraachte Schubspannung, als auch die eingestellte Normalspannung konstant. Gleichzeitig werden die horizontalen und vertikalen Verformungen im Systemaufbau erfasst und aufgezeichnet. Nach der Versuchslaufzeit wird die Schubspannung kontinuierlich durch das Auflegen von neuen Gewichten gesteigert. Dabei wird die Belastung, orientierend an Tab. 6-4, pro Minute um ca. 1,25 % der zuvor ermittelten maximalen Schubspannung erhöht.

Draufsicht**Ansicht**

Maße in mm

Abb. 6-13: Aufbau Zeitstandreibungsversuch

Das Versuchsprogramm sieht die Durchführung von Referenzversuchen (Sand) und Versuche an BSG-Erdstoffen vor. Die Probenaufbereitung dieser Erdstoffe erfolgte analog zu der Probenherstellung der CNL-Versuche (siehe Abschnitt 6.2). Nach dem Einbau in die Versuchsgeräte wurde bei den Referenzversuchen eine Konsolidierungszeit von 0,25 h eingehalten. Die Konsolidierungszeit der BSG-Erdstoffe wurde zu 20 h gewählt, damit hier ebenfalls konsolidierte Verhältnisse geschaffen werden konnten.

Durch das manuelle Auflegen bzw. Ablassen der Belastungsgewichte mit einem hydraulischen Hubzylinder, sowohl für die Realisierung der Normalspannung als auch der Schubspannung, ist ein hohes Maß an Genauigkeit und Sensibilität erforderlich, damit keine dynamischen Effekte während der Lasterhöhung in das System eingeleitet werden. Die Erfassung der Verschiebungen erfolgte mit potentiometrischen Wegrastern der Firma Almemo (Typ FWA025TR). Diese Sensoren weisen eine hohe Wiederholgenauigkeit von 0,002 mm auf (Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH 2016).

Die Belastungsgeschwindigkeit wurde anhand der einschlägigen Regelwerke unter Beachtung der Erfahrungen von anderen Autoren zur Lastaufbringung in Kriechverformungsuntersuchungen festgelegt. Für die Krafteinleitung in Scherrichtung wählte FILLIBECK (1999) eine Laststeigerung von 10%/min der Normalspannung bis zum Annähern an die maximale Scherspannung. Bei geringerem Abstand zur maximalen Scherspannung wurde die Krafteinleitung auf 2,5% der Normalspannung als Steigerungsschritt der Scherspannung reduziert.

HEINEMANN (2016) stellte in seinen Untersuchungen zu Kriechverformungen von Geokunststoffen und Geotextilien fest, dass bis etwa 70% der maximalen Scherspannung ein lineares Spannungs-Dehnungsverhalten im Reibungskontakt herrscht. Bei weiterer Steigerung der Scherspannung steigen die Dehnungen überproportional zur Scherspannung. Daher unterteilte HEINEMANN die Schubbelastung in drei Bereiche (Anfangs-, Übergangs-, Endphase).

Anhand der aufgeführten Untersuchungen weiterer Autoren und unter Beachtung der Regelwerke DIN 18137-3 (2002) sowie GDA E3-08 (2005) wurde die Belastungsgeschwindigkeit der Kriechversuche wie in Tab. 6-4 angegeben gewählt. Die gewählte Abstufung der Belastungsgeschwindigkeit gewährleistet eine Spannungszunahme in der Prüffläche, welche nicht durch eventuell zu schnelles Steigern der Belastungsspannung übersteuert wird und somit messtechnisch „unsaubere“ Scherspannungen verursacht.

Tab. 6-4: Gewählte Belastungsgeschwindigkeiten im Zeitstandversuch

Versuch	Erdstoff	Versuchslaufzeit [h]	Geschwindigkeit bis 50 % τ_{\max} [% τ_{\max} /min]	Geschwindigkeit 51 % bis 90 % τ_{\max} [% τ_{\max} /min]	Geschwindigkeit 91 % bis Versagen τ_{\max} [% τ_{\max} /min]
VV-S	Sand	0	10	5	1,25
VV-B	BSG		10	5	1,25
LV-S	Sand	10, 100, 1000	10	5	1,25
LV-B	BSG		10	5	1,25

6.4.3 Ergebnisse der Zeitstandversuche - Kriechverformungen

Die Versuchsstudien der Zeitstandversuche an den untersuchten Erdstoffen zeigen für den Kontakt Sand/PE keine nennenswerten Kriechverformungen, wohingegen bei BSG-Erstoffen deutliche Kriechverformungen gemessen wurden.

Beim Kontakt Sand/PE wurde unter der aufgetragenen Schubbelastung von 90 % der maximalen Schubspannung Kriechverformungen von maximal 0,05 mm verzeichnet, vgl. Abb. 6-14. Dieses Ergebnis deckt sich mit Erkenntnissen aus der Literatur (Mitchell, Seed und Paduane 1965), (Liu und Martinez 2014).

Durch den Vergleich der absoluten Verformungen konnte gezeigt werden, dass diese bei den BSG-Erdstoffen unter gleichen Schubbelastungen größere Schubverzerrungen im gleichen Zeithorizont aufweisen als die Referenzversuche (Sand vs. PE). Im Vergleich der beiden untersuchten Materialien konnte festgestellt werden, dass sich bei den BSG-Erdstoffen rd. 60% bis 70 % größere Kriechverformungen einstellen. In Abb. 6-14 ist der Verlauf der gemessenen Kriechverformungen vergleichend für die untersuchten Materialkombinationen als Weg-Zeit-Diagramm mit logarithmischer Skalierung grafisch dargestellt. Zu beachten ist hierbei, dass die mit V1 und V2 gekennzeichneten Versuche Wiederholungsversuche unter gleichen Randbedingungen sind. Die Abweichung der Absolutverschiebung bei den Wiederholungsversuchen kann nur durch einen Geräteinfluss erklärt werden, da zwei Versuchsstände verwendet wurden.

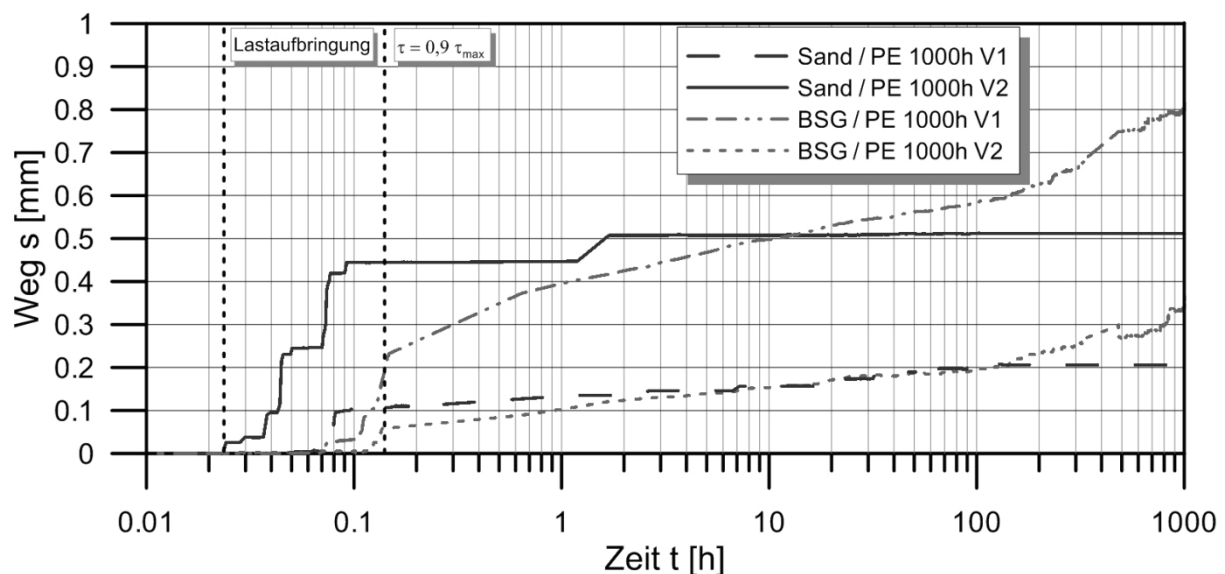


Abb. 6-14: Kriechverformungen der 1000 h Zeitstandversuche im Kontakt zu PE-Material

Es zeigt sich auch, dass sich unter Verwendung des eingebrachten Reibungsminderers (Bentonit) Veränderungen der verzeichneten Kriechverformungsgeschwindigkeit einstellen. Die Kriechverformungen wurden bei einer Schubspannung von rd. 90 % der maximalen Schubspannung für bis zu 1000 h untersucht. In der Belastungszeit bis zu 100 h stellte sich ein nahezu konstanter Verlauf mit nur geringen Kriechverformungen ein. Ab ca. 100 h Belastungszeit nehmen die verzeichneten Verschiebungswege jedoch zu und es kommt zu einem deutlichen „Kriechen“ der Versuchsmaterialien. Es kann nicht mit hinreichender Genauigkeit gesagt werden, ob über den hier gewählten Untersuchungshorizont von 1000 h hinaus eine Stabilisierung oder ein weiteres Abgleiten der beiden Reibungspartner stattfindet (progressives Versagen).

Zur Absicherung der Langzeitkriechverformungen sollten weitergehende Untersuchungen unter Erweiterung des Beobachtungshorizontes durchgeführt werden. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit konnte dies aus zeitlichen Gründen nicht realisiert werden.

Im Gegensatz zu den untersuchten BSG-Erdstoffen zeigt die Materialkombination Sand/PE keine nennenswerte Zunahme der aufgezeichneten Verschiebungswege. Nach der anfänglichen Primärverformung bildet sich ein stabiles Niveau der verzeichneten Kriechverformungen aus, welches über die gesamte Belastungszeit von 1000 h annähernd konstant bleibt.

Um die Ursache der gemessenen Kriechverformungen zu ermitteln, wurden Zeitstandsversuche an der Materialkombination Sand/Edelstahl bzw. BSG-Erdstoff/Edelstahl durchgeführt. Aus der Literatur (Dove und Frost 1999, Bilgin 2011, Alzahrani 2017) ist bekannt, dass Kriechverformungen im Kontakt mit Sand größtenteils durch den Kontaktpartner Polyethylen hervorgerufen werden. Dieses visko-plastische Material kann sich unter einer kombinierten Druck-Schubbelastung deutlich verformen (Bilgin 2011). Die Versuche mit dem Reibpartner Edelstahl (im Folgenden auch V2a) wurden unter den gleichen Randbedingungen der PE-Versuche durchgeführt, um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse sicherzustellen. Es zeigt sich für den Kontakt Sand/V2a, dass die ermittelten absoluten Beträge der verzeichneten Kriechverformungen im Vergleich zu den Ergebnissen Sand/PE deutlich geringer ausfallen. Unter einer Betrachtungszeit von 1000 h ergeben sich bei Sand/Edelstahl lediglich Verformungen von rd. 0,13 mm. Im Vergleich zu den Sand/PE Zeitstandsversuchen weisen die Versuche mit der Edelstahlplatte demnach deutlich geringere Kriechverformungsbeträge auf.

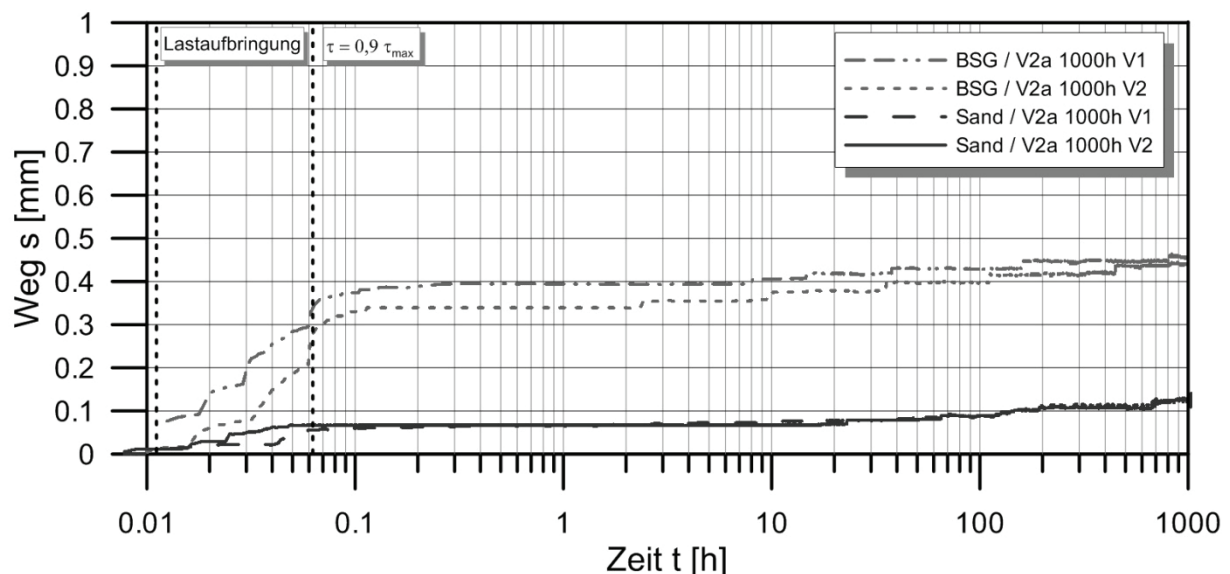


Abb. 6-15: Kriechverformungen der 1000 h Zeitstandsversuche im Kontakt zu V2a-Material

In Ergänzung zu der Versuchsstudie Sand/Edelstahl werden nachfolgend die Ergebnisse der Materialkombination BSG/Edelstahl erläutert. Tendenziell liefert diese Versuchsstudie im Vergleich zu den Versuchen mit Polyethylen als Reibpartner analog zu den Ergebnissen des Erdstoffes Sand ähnliche Ergebnisse (siehe Abb. 6-15). Ebenfalls wurden bei Verwendung von Edelstahlplatten deutlich geringere Verformungen von rd. 0,45 mm nach einer Belastungszeit von 1000h erfasst. Darüber hinaus weist der zeitliche Verlauf der Kriechverformungen über die beobachtete Versuchslaufzeit Unterschiede zu den zuvor durchgeführten Materialkombinationen auf. Unter Verwendung der Edelstahlplatten konnte ein eher stetiger Verlauf der auftreten-

den Kriechverformungen ermittelt werden, wohingegen bei der Verwendung von PE-Platten die Kriechverformungsgeschwindigkeiten über die Beobachtungszeit hinweg variieren.

Aus beiden Versuchsserien (Reibpartner: Polyethylen bzw. Edelstahl V2a) der untersuchten Erdstoffe Sand bzw. BSG kann demnach gezeigt werden, dass der bestimmende Parameter der auftretenden Kriechverformungen der Kontaktpartner Polyethylen ist. Dieser Reibpartner beeinflusst effektiv den untersuchten Parameter der Kriechverformungen unter kombinierter Druck-Schub-Belastung.

In der Literatur sind ähnliche Ergebnisse weiterer Autoren zu dieser Versuchskonstellation zu finden. Untersuchungen von LIU und MARTINEZ (2014), MITCHELL et al. (1965) konnten für einen Feinsand im Kontakt zu einem PE-Material nur geringe Kriechverformungen aufzeigen. Bei der Analyse einer nachträglichen Verfestigung des Reibungskontaktes durch eine aufgebrachte kombinierte Belastung aus Schub- und Normalspannung ermittelten die Autoren ebenfalls nur eine geringe Beeinflussung der ermittelten maximalen Reibungsfestigkeiten zwischen den untersuchten Materialien.

6.4.4 Einfluss der Prüfflächengröße auf die Ergebnisse der Zeitstandversuche

Für die vergleichende Analyse der Versuchsergebnisse aus den Zeitstandversuchen und den Ergebnissen der CNL-Reibungsversuche ist die unterschiedliche Prüfflächengröße zu beachten. CERATO und LUTENEGGER (2006) führten Untersuchungen an insgesamt fünf unterschiedlichen Sanden durch. Es wurden direkte Scherversuche in jeweils lockerer, mitteldichter und dichter Lagerung der Sande durchgeführt. Darüber hinaus wurde die Prüffläche in drei Größen (Seitenlänge: 60 mm, 101,6 mm, 304,8 mm) variiert.

Die Autoren konnten zeigen, dass bei Sanden mit runderen Einzelkörnern geringere Einflüsse der Prüfflächengröße auftraten. Der untersuchte rundkörnige Sand ergab für die untersuchten Größen der Prüfflächen und unter Variation der Einbaudichte sehr geringe Streuungen der ermittelten Scherwinkel.

Der in dieser Forschungsarbeit eingesetzte Sand besteht vorwiegend aus runden, gleichförmigen Quarzkörnern (siehe Abschnitt 4.3.2). Eine Beeinflussung durch die Prüfflächengröße der Ergebnisse aus den Reibungsversuchen mit 20 x 20 cm großer Prüffläche und den CNL-Reibungsversuchen mit 10 x 10 cm großer Prüffläche wird daher nicht vermutet. Diese Annahme wird jedoch zur Absicherung der Ergebnisse im Abschnitt 6.4.3 mittels Durchführung von Versuchen unter Variation der Prüfflächengröße überprüft.

Tab. 6-5: Einfluss der Prüfflächengröße

Auflastspannung [kN/m ²]	Prüfflächengröße [cm ²]	Schubspannung [kN/m ²]	Reibungsbeiwert [1]
20	100	8,96	0,448
20	400	8,83	0,442

Aus den Versuchswerten (siehe Tab. 6-5) konnte abgeleitet werden, dass die unterschiedliche Prüfflächengröße keinen nennenswerten Einfluss auf die ermittelten Reibungsparameter bewirkt.

6.4.5 Ergebnisse der Zeitstandversuche – Reibungsbeiwert

Über die Untersuchungen des Reibungsbeiwertes unter der kurzzeitigen Schubbelastung hinaus werden im Folgenden die Ergebnisse unter Steigerung der Versuchszeit vorgestellt. Besonderes Augenmerk wird dabei auf eine Beeinflussung des Reibungskoeffizienten durch die induzierte kombinierte Schub-Druck-Belastung gelegt.

Die Untersuchungen der BSG-Erdstoffe zeigen in Bezug auf die maximalen Reibungsspannungen, dass diese Materialkombination, wie sie bei der grabenlosen Fernwärmerohrverlegung Anwendung findet, einem deutlichen zeitlichen Einfluss unterliegt.

Es konnte ein direkter Einfluss der Bentonitsuspension auf die zeitliche Entwicklung der sich einstellenden Reibungsparameter aufgezeigt werden. Aus der Steigerung der Standzeit konnte für die Versuchsstudie zwischen dem reinen Versuchssand und den PE-Platten (Referenzversuche) keine nennenswerte Beeinflussung der maximalen Reibungsfestigkeit durch die zuvor aufgebrauchte Kombination aus Schub- und Normalspannung ermittelt werden, vgl. Abb. 6-16.

Wie bereits in der Versuchsdurchführung dargestellt, wurde zu diesem Zweck nach Erreichen der jeweilig geplanten Versuchslaufzeit die Schubspannung wie unter Abschnitt 6.4.2 beschrieben bis zum Bruch gesteigert. Hierbei wurden im Vergleich zu den Kurzzeitversuchen deutliche Unterschiede festgestellt. Die maximalen Schubspannungen in den Langzeitversuchen liegen betragsmäßig alle über den Ergebnissen der Kurzzeitversuche. Bei genauerer Betrachtung zeigt sich jedoch, dass der zeitliche Einfluss der Druck-Schubbelastung auf die maximale Schubspannung bei den BSG-Erdstoffen deutlich stärker ausgeprägt ist. In Abb. 6-16 ist der maximal ermittelte Reibungskoeffizient nach der jeweiligen Belastungszeit abgebildet.

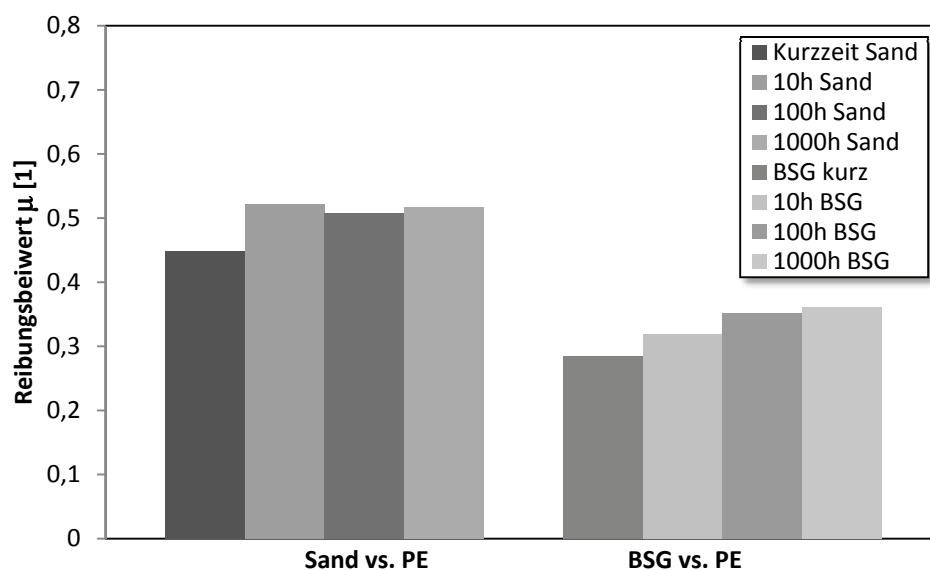


Abb. 6-16: Zeitliche Entwicklung der gemessenen Reibungsspannung im Kontakt zu PE-Material

Die Zunahme der gemessenen maximalen Schubspannung ist deutlich zeitabhängig. Mit der Steigerung der Belastungszeit der Kurzzeitversuche auf 10, 100, 1000 h steigt die maximal verzeichnete Schubspannung stetig an. Es ist eine Stagnation in dem letzten untersuchten Zeitintervall von 1000 h zu erkennen. Die untersuchten Sandproben weisen lediglich eine Steigerung um ca. 15 % im untersuchten Zeithorizont auf, wobei die Zunahme bereits nach der Steigerung der Belastungszeit auf 10 h auftritt und die Verlängerung der Belastungszeit zu keiner weiteren Steigerung der gemessenen Widerstände führt.

Die Ergebnisse der BSG-Erdstoffe zeigen im Gegensatz dazu eine eher kontinuierlich verlaufende Zunahme der gemessenen Widerstände mit Steigerung der Belastungszeit. Die Zunahme beträgt maximal ca. 27 % im betrachteten Zeithorizont.

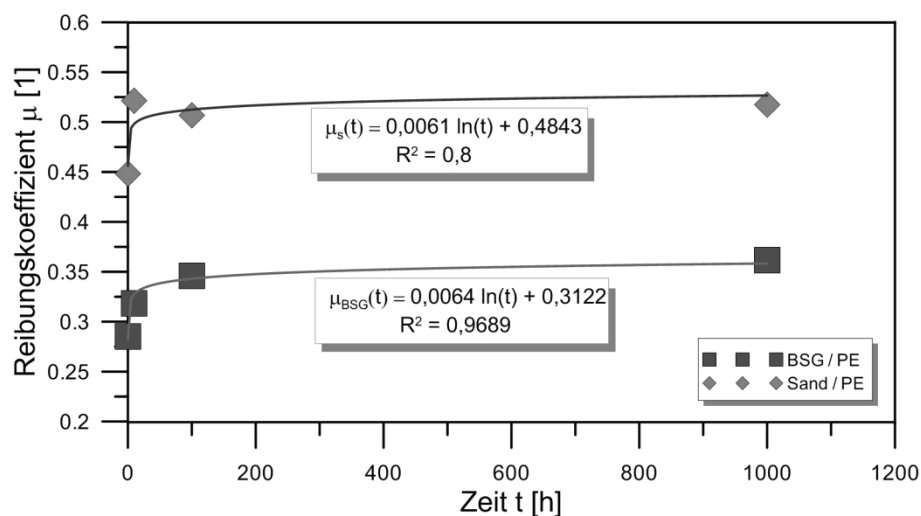


Abb. 6-17: Ermittelter Reibungsbeiwert aus Zeitstandversuchen

Aus den Ergebnissen der Zeitstandversuche wurde anhand von Abb. 6-17 eine zeitabhängige logarithmische Regression des Reibungskoeffizienten ermittelt. Der korrelative Zusammenhang der Regression ist sowohl bei den Versuchen an Sand/PE ($R^2 = 0,8$) als auch bei der Materialkombination BSG/PE ($R^2 = 0,9689$) stark ausgeprägt.

Dieses Ergebnis deckt sich auch mit Ergebnissen der Literatur. LIU et al. (2014) bzw. ALZAHIRANI (2017) führten Untersuchungen an Sand und glatten Polyethylenplatten durch. Aus den Versuchsergebnissen konnte abgeleitet werden, dass sich durch die Aufbringung der Vorbelastung aus Normalspannung bzw. kombinierte Belastung aus Normalspannung / Schubspannung und die sich dadurch ergebenden Kriechverformungen Erhöhungen von 12 bis 25 % der maximalen Reibungsspannung für den Materialkontakt Feinsand / PE einstellen.

Diese Erhöhung kann durch das visko-plastische Verhalten der Polyethylenplatten erklärt werden. Die vorherrschende Normalspannung führt dazu, dass sich die Erdstoffkörner in das PE-Material eindrücken. Hierdurch entsteht eine Vergrößerung der Kontaktfläche. Diese größere Kontaktfläche der beiden Reibpartner ruft höhere Reibungswiderstände hervor. Die Abb. 6-18 verdeutlicht diesen Vorgang.

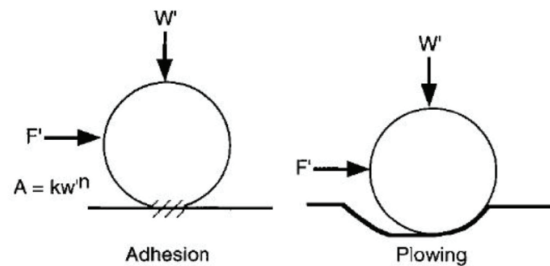


Abb. 6-18: Zusammensetzung der Reibungswiderstände (Dove und Frost 1999)

Die Versuchsergebnisse der durchgeführten Zeitstandversuche dieser Arbeit können durch die von der Auflast induzierten Einkerbungen der Erdstoffkörner in das Gefüge der PE-Platten erklärt werden. Somit wird eine Erhöhung der gemessenen Reibungswiderstände des untersuchten Sandes hervorgerufen.

Zusätzlich zu den Versuchsserien BSG/PE bzw. Sand/PE wurde in einer weiteren Versuchsserie der Kontaktpartner Edelstahl V2a gewählt. Dieses Material lässt aufgrund seiner deutlich härteren Oberfläche kein Eindringen und somit auch keine Steigerung der Kontaktflächen der einzelnen Bodenkörner zu. Es zeigt sich bei der Betrachtung der ermittelten Reibungskoeffizienten, dass bei dem Kontakt Sand/Edelstahl keine Steigerung nach Ausdehnung der Belastungszeit auftritt. Sowohl die Kurzzeit-Versuche als auch die Versuche nach 1000h Belastungszeit ergeben für diesen Kontakt einen Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,34$. Bei Betrachtung der maximal ermittelten Reibungswiderstände konnten bei der Versuchsserie BSG/V2a deutlich geringere Steigerungen der Reibungskoeffizienten mit zunehmender Belastungsdauer im Vergleich zum Reibpartner PE ermittelt werden, siehe Abb. 6-19. Darüber hinaus kann festgehalten werden, dass der reibungsmindernde Einfluss der eingesetzten Bentonitsuspension im Kontakt zum Kontaktpartner V2a sehr viel geringer bis gar nicht vorhanden ist.

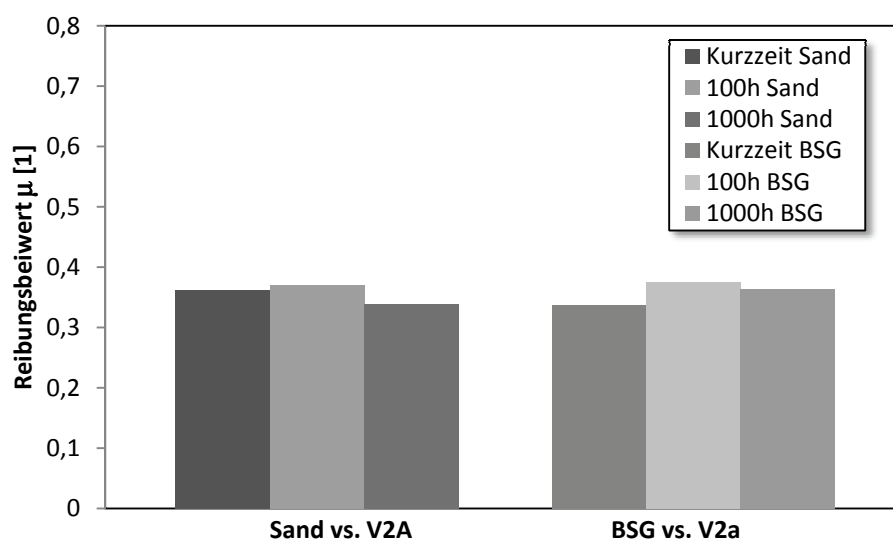


Abb. 6-19: Zeitliche Entwicklung der gemessenen Reibungsspannung im Kontakt zu V2a-Material

Der Vergleich der beiden Versuchsserien mit den Kontaktpartnern Polyethylen bzw. Edelstahl stützt die Erkenntnisse der bereits aufgeführten Literatur und zeigt somit, dass die zeitabhängige

ge Veränderung des Reibungsverhaltens größtenteils auf den Reibpartner Polyethylen zurückzuführen ist.

Die Ergebnisse des untersuchten BSG-Erdstoffes zeigen, dass der zeitliche Einfluss auf die Schubspannung bei den untersuchten BSG-Erstoffen deutlich ausgeprägter ist. Es ergeben sich Zunahmen der gemessenen Reibungsbeiwerte um ca. 27 % nach 1000 h Belastungszeit im Vergleich zur Kurzzeitfestigkeit. Durch die Ergebnisse der Materialkombination BSG/PE und BSG/V2a kann somit festgehalten werden, dass die Zunahme der Reibungskoeffizienten durch zwei Vorgänge bestimmt wird. Zum einen ist das Verhalten von Erdstoffen im Kontakt zu weichen Materialien, wie es weitere Autoren (Dove und Frost 1999) (Bilgin 2011) beschreiben, zu nennen. Darüber hinaus scheinen Konsolidationsvorgänge im BSG-Erdstoff-Gemisch zu weiteren Veränderungen des Reibungskontaktes zu führen, siehe auch Abb. 6-20. Direkt nach Einbau der BSG-Erdstoffe stellt sich das Korngefüge sehr ungeordnet aus Sandkörnern und zwischengelagerten Bentonitplättchen dar. Zusätzlich zur Konsolidierung, wird das Material mit einer Schubbelastung beaufschlagt. Diese Schub- und Druckbelastung führt zu einem Ausrichten bzw. Umlagern der Bentonitplättchen und der Sandkörner. Letztere stehen nach der Konsolidierung deutlich häufiger in Kontakt zueinander, als auch zum Reibungspartner Polyethylen. Eine Reibungserhöhung nach den Annahmen von DOVE und FROST, BILGIN und ALZAHIRANI (vgl. Abb. 6-18) kann somit stattfinden. Zusätzlich kann dieser Effekt durch das „Auspressen“ von freiem Wasser aus den Poren und somit zum Teil auch in Suspension befindlicher Bentonitplättchen, verstärkt werden.

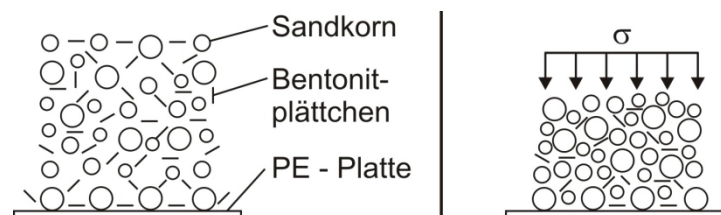


Abb. 6-20: Schematische Darstellung Konsolidierung der BSG-Erdstoffe

Um diese Theorie belegen zu können wären jedoch deutlich mehr Zeitstandversuche notwendig. Dies konnte aufgrund der Limitierung der Bearbeitungszeit innerhalb dieser Arbeit nicht realisiert werden.

Zusätzlich ist festzuhalten, dass trotz der verzeichneten Steigerung die Schubspannung der Materialkombination BSG-Erdstoff vs. PE, auch bei den untersuchten Langzeitversuchen unter den Schubspannungen der Referenzversuche bleibt. Der Einfluss des Reibungsminderers ist demnach auch bei längerer Betrachtungsdauer vorhanden.

7 Diskussion und Berechnungsansätze

7.1 Diskussion von Reibkräften und Reibungsbeiwerten unter integraler Betrachtung aller Versuchsergebnisse

Im Vergleich zu den hier aufgeführten Ergebnissen der in situ-Versuche sind in Abb. 7-1 die Ergebnisse der durchgeführten Modellversuche aufgelistet. Um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, wurden die ermittelten Reibkräfte pro Rohrmeter auf die Überdeckungshöhe und den Rohrdurchmesser der Modellversuche ($H/D_a = 5$, $D_a = 110$ mm) normiert, indem der hierbei wirkende Erddruck und der Durchmesser als Referenz dienen. Bei der Ermittlung des Erddruckes wurde die Abminderung infolge Gewölbewirkung berücksichtigt.

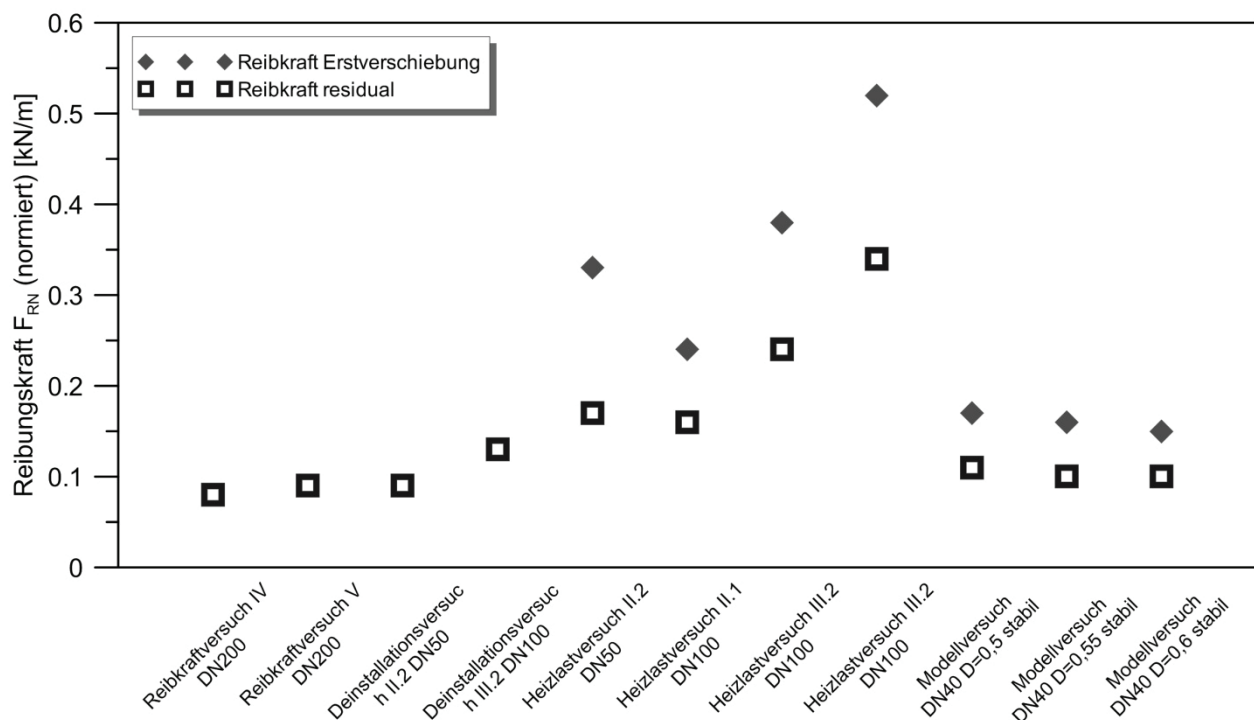


Abb. 7-1: Vergleich der ermittelten Reibkräfte (normiert)

Unter Betrachtung der Gesamtheit der Versuchsergebnisse lässt sich festhalten, dass bei den durchgeführten Modellversuchen als auch bei den in situ-Versuchen die gleichen Bandbreiten der verzeichneten Reibungswiderstände verzeichnet wurden. Hierbei sind die Streubreiten der Ergebnisse der in situ-Versuche aufgrund von wechselnden Randbedingungen des umgebenden Erdreiches bzw. aufgrund von Krümmungsradien der Bohrtrassen größer. Zudem wurde bei den Heizlastversuchen die axiale Verschiebung der Rohre mittels thermischer Belastung erreicht. Hierbei können neben der axialen Ausdehnung weitere Effekte, wie eine zusätzliche radiale Aufweitung zu einer Erhöhung des radialen Erddruckes und somit zu einem Ansteigen der axialen Reibungskräfte führen. Aufgrund der in situ vorgefundenen Hohlräume innerhalb der Rohrbettungszone wird dieser erhöhende Einfluss auf die gemessenen Widerstände jedoch als gering eingeschätzt.

Im Vergleich der Ergebnisse des ersten Lastzyklusses lieferten die Reibkraftmessungen der in situ-Versuche im Heizbetrieb tendenziell etwas größere Widerstände als die Modellversuche. Aufgrund der oben genannten abweichenden und unsicheren Randbedingungen sind diese

Abweichungen jedoch erklärbar. Bei Betrachtung der zyklisch bedingten Degradation der gemessenen Reibkräfte sind annähernd identische Abnahmen der Reibkräfte bei den Heizlastversuchen und Modellversuchen festgestellt worden.

Für den Vergleich der Reibkraft- und Ausziehversuche (monotone Belastung) mit den Modellversuchen wurden die gemessenen Reibungswiderstände nach dem 10. Lastzyklus herangezogen. Dieser Vergleich wurde gewählt, weil die in situ-Versuche erst nach dem eigentlichen zyklischen Heizlastbetrieb durchgeführt wurden und somit das Ergebnis dieser Versuche als residualer Widerstandswert betrachtet werden muss. Der Vergleich der residualen Reibungswiderstände zeigt, dass die Reibkraft- und Ausziehversuche sehr nah an den Ergebnissen der durchgeführten Modellversuche liegen. Die residualen Widerstände, welche im Heizlastbetrieb verzeichnet wurden, liegen tendenziell etwas über den Ergebnissen der Modellversuche. Dieses Ergebnis deckt sich mit den Erkenntnissen im Vergleich des ersten Lastzyklusses.

Ausgehend von den ermittelten Reibungskräften werden nachfolgend die sich ergebenden Reibungskoeffizienten vergleichend gegenübergestellt und bewertet. In Abb. 7-2 sind die Bandbreiten der Reibungskoeffizienten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die in kleinmaßstäblichen Reibungsversuchen (CNL) sowie in Zeitstandversuchen ermittelten Reibungskoeffizienten tendenziell größere Werte aufzeigen als die berechneten Reibungskoeffizienten aus den durchgeführten in situ-Versuchen und Modellversuchen. Darüber hinaus sind die Streubreiten der Laborversuche deutlich kleiner als die der in situ-Versuche.

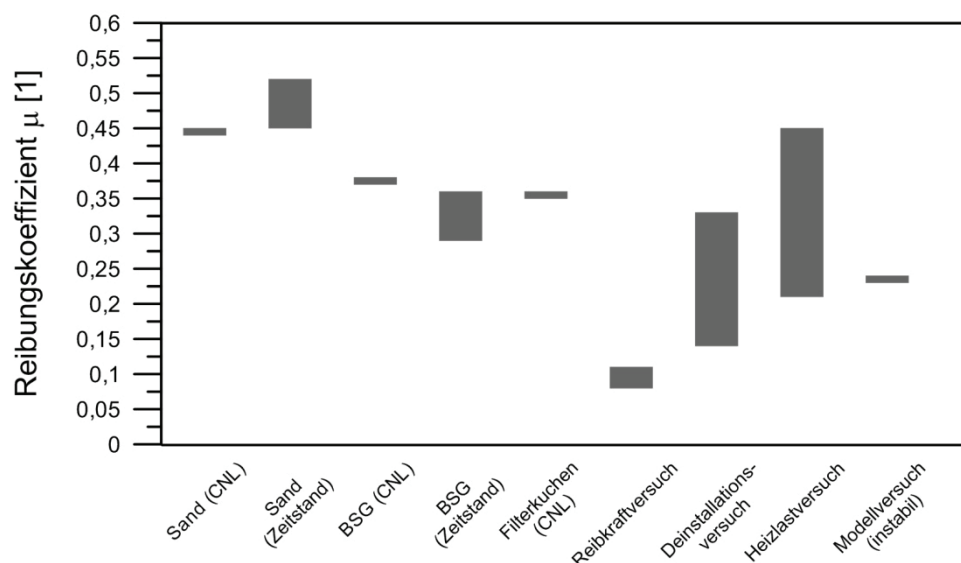


Abb. 7-2: Vergleich der ermittelten Reibungskoeffizienten im Kontakt zu PE

Auffällig ist zudem, dass die festgehaltenen Reibungskoeffizienten aus den Reibkraftversuchen sehr niedrige Werte aufzeigen. Ursächlich hierfür sind wahrscheinlich Hohlräume in der Leitungszone. Für die Berechnung der Reibungskoeffizienten aus in situ Versuchen wurde ein vollflächiger Kontakt der Rohroberfläche mit dem umgebenden Erdreich unterstellt. Dies wurde gewählt, weil keine genaue Kenntnis über die Ausdehnung der Hohlräume vorhanden war.

Anhand der Auswertung der ermittelten Reibungskoeffizienten sowie der Bandbreiten der gemessenen Reibungskräfte der in situ-Versuche und Modellversuche werden in den folgenden Abschnitten Reibungskoeffizienten für die entsprechenden Materialkombinationen festgelegt

und anschließend Berechnungsansätze zur Kalkulation von Reibungskräften an grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegte Fernwärmeleitungen aufgestellt.

7.2 Entwicklung von Berechnungsansätzen

7.2.1 Festlegung von Reibungskoeffizienten

Aus den kleinmaßstäblichen CNL-Versuchen (siehe Abschnitt 6) konnten für die bei in situ-Versuchen festgestellten Materialkombinationen Reibungskoeffizienten für die Erstverschiebung ermittelt werden. Die in Tab. 7-1 ersichtlichen Reibungskoeffizienten wurden hierbei festgelegt.

Tab. 7-1: Reibungskoeffizienten für untersuchte Materialkombinationen

Materialkombination	Reibungskoeffizient μ [1]
Referenzversuche Sand – PE	$\mu_{Sand}(D) = 0,148 * D + 0,354$ <i>mit: $D = \text{Lagerungsdichte}$</i>
BSG – PE	$\mu_{BSG} = 0,85 * \mu_{Sand}$
Bentonitfilterkuchen – PE	$\mu_{Bento} = (0,6 \div 0,8) * \mu_{Sand}$

Aufbauend auf dem Reibungskontakt Sand-PE, welcher für die Erstverschiebung einer Fernwärmeleitung abhängig von der eingestellten Lagerungsdichte des Sandes einen maximalen Reibungskoeffizienten von

$$\mu_{Sand}(D) = 0,148 * D + 0,354 \quad (7.1)$$

ergibt, wurden die Reibungskoeffizienten der weiteren untersuchten Materialkombinationen in Relation hierzu festgelegt. Aus den Beobachtungen der in situ-Versuche zeigt sich, dass im Umfeld einer grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitung der umgebende Erdstoff durch die eingebrachte Bohrspülung verändert wird. Es ergeben sich, wie in Abschnitt 3 beschrieben, die Materialkombinationen Bentonitsuspensionsgesättigte Erdstoffe (BSG) und Bentonitfilterkuchen, welche in Relation zum Reibungskoeffizienten Sand-PE vermindert sind. Mit

$$\mu_{BSG} = 0,85 * \mu_{Sand} \quad (7.2)$$

kann die Abminderung des Reibungskoeffizienten erfasst werden. Die Verringerung der Reibungswiderstände des untersuchten Bentonitfilterkuchens kann über

$$\mu_{Bento} = (0,6 \div 0,8) * \mu_{Sand} \quad (7.3)$$

angegeben werden. Demnach ist ersichtlich, dass die stärkste Abminderung des Reibungskoeffizienten in der Materialzusammensetzung Bentonitfilterkuchen festgestellt wurde.

Die Untersuchungen der Reibungseigenschaften im Zeitstandversuchsgerät (siehe Abschnitt 6.4) ergaben sowohl für den Kontakt Sand-PE als auch für den Kontakt BSG-PE eine leichte Zunahme der gemessenen Reibungskoeffizienten unter einer kombinierten Druck-Schub-Belastung. Mit der Durchführung von weiteren Versuchen mit dem Reibpartner V2a konnte ge-

zeigt werden, dass diese Zunahme auf das visko-plastische Materialverhalten des PE-Werkstoffes zurückzuführen ist.

Darüber hinaus wurden tendenziell bei den verwendeten BSG-Erdstoffen größere Kriechverformungen gemessen als beim Kontakt mit Sand. Gesicherte Aussagen können jedoch auf Grundlage des gegenwärtigen Kenntnisstands nicht getroffen werden. Hierfür ist die Durchführung von weiteren Zeitstandversuchen notwendig, was aufgrund der limitierten Bearbeitungszeit dieser Arbeit nicht realisierbar war.

Der Einfluss aus zyklischer Belastung auf den Reibungskoeffizienten konnte über die Durchführung von zyklischen CNL-Versuchen untersucht werden. Es zeigt sich für die Materialkombination Sand-PE eine geringfügige zyklische Beeinflussung, welche mit

$$\mu_{zyk\ Sand}(D) = (0,8814 * D^{-0,127}) * \mu_{Sand}(D) \quad (7.4)$$

erfasst werden kann. Die Materialkombination BSG-PE zeigt annähernd die gleiche zyklische Beeinflussung des Reibungskoeffizienten, so dass

$$\mu_{zyk\ BSG}(D) = \mu_{zyk\ Sand}(D) \quad (7.5)$$

gilt.

Daraus folgt:

$$\mu_{zyk\ BSG}(D) = (0,8814 * D^{-0,127}) * \mu_{BSG}(D) \quad (7.6)$$

Aus den Versuchen der Materialkombination Bentonitfilterkuchen/PE konnten infolge der zyklischen Belastung Abminderungen des Reibungskoeffizienten von

$$\mu_{zyk\ Bento} \approx (0,6 \div 0,8) * \mu_{Bento} \quad (7.7)$$

ermittelt werden. Dieser Materialkontakt weist demnach eine deutlich stärkere zyklisch bedingte Beeinflussung des Reibungskoeffizienten auf. Anzumerken ist hierbei, dass die angegebene Abminderung für Lagerungsdichten $D \geq 0,5$ gelten. Die ermittelten Abminderungen des Reibungskoeffizienten wurden auf das Einregeln von Körnern zurückgeführt.

7.2.2 Degradation infolge zyklischer Belastung

Aus der Literatur ist bekannt, dass zyklische Belastungen von erdverlegten Fernwärmeleitungen Umlagerungsvorgänge im Bodengefüge hervorrufen und somit zu Spannungsumlagerungen führen. Demnach wird hierdurch die mittlere radiale Spannung infolge des Erddrucks beeinflusst. Über durchgeführte zyklische Modellversuche konnte dieser zyklische Einfluss erfasst werden.

In den Modellversuchen der zwei unterschiedlichen Lagerungssituationen „stabiler Bohrkanal“ und „instabiler Bohrkanal“ konnten entsprechende, von der Lagerungsdichte abhängige Abminderungen ermittelt werden.

Nach der Durchführung der Modellversuche im Versuchsstand wurde eine vergleichende Ergebnisanalyse durchgeführt. Über die Variation der eingestellten Lagerungsdichte wurden in Abb. 7-3 die ermittelten Degradationsfaktoren dargestellt. Hier sind die Ergebnisse der Modellversuche mit stabilen und instabilen Bohrkanälen beim höchsten Füllungsgrad der Versuchsbox abgebildet. Die Modellversuche sind demnach bei einem Verhältnis H/D von 5 durchgeführt worden. Bei beiden Versuchsserien lässt sich eine Abhängigkeit zur eingestellten Erdstoffdichte erkennen. Mit zunehmender Lagerungsdichte stellen sich höhere Degradationen ein. Über eine logarithmische Regressionsanalyse konnte der funktionelle Zusammenhang ausgewertet werden.

Deutlich zu erkennen ist eine stärkere Abhängigkeit der zyklisch bedingten Degradation bei den Modellversuchen unter instabilen Lagerungsbedingungen. Durch den vollkommenen Rohr-Boden-Kontakt und die anschließende zyklische Belastung kann es zu Spannungsumlagerungen kommen, welche die sich einstellenden Reibungskräfte signifikant beeinflussen. Derartige Spannungsumlagerungen infolge zyklischer Belastung konnte bereits WEIDLICH (2008) nachweisen.

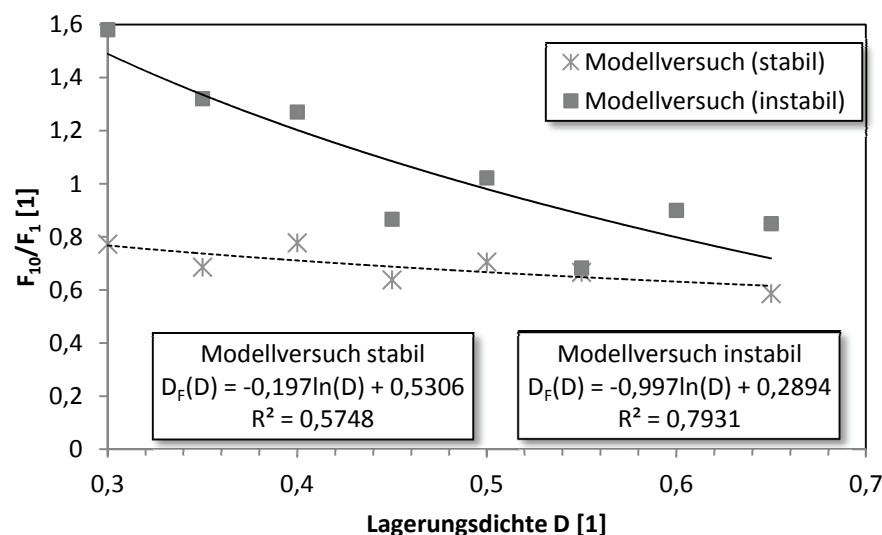


Abb. 7-3: Vergleich Degradation Modellversuche

Die Degradation der Modellversuche bei stabilen Bohrkanälen zeigt eine sehr moderate Abhängigkeit zur eingestellten Lagerungsdichte. In der Kontaktfläche zwischen dem Bentonitfilterkuchen der Rohrauflagerfläche und dem PE-Material führen die eingeleiteten Schubverformungen zu Umlagerungen des Gefüges. Die in der Schichtgrenze angeordneten Bentonit-Teilchen könnten sich durch die zyklische Belastung parallel ausrichten und somit den kleinstmöglichen Reibungswiderstand hervorrufen.

Aus der Regressionsanalyse der stabilen Bohrkanäle ergibt sich folgende Abhängigkeit zur eingestellten Erdstofflagerungsdichte:

$$D_f(D) = -0,197 \ln(D) + 0,5306 \quad (7.8)$$

In Ergänzung dazu kann folgende Beziehung aus den Modellversuchen mit instabilen Bohrkanälen abgeleitet werden:

$$D_f(D) = -0,997 \ln(D) + 0,2894 \quad (7.9)$$

Es ist zu beachten, dass die Degradation durch Verspannungseffekte in der Versuchskiste infolge der Erdstoffverdichtung beeinflusst worden sein könnte, welche gerade bei höheren Lagerungsdichten zu einem erhöhten seitlichen Erddruck führen können (Duncan, et al. 1991), (Hanna und Soliman-Saad 2001), (Weidlich 2008), vgl. auch Abschnitt 5.2.1.

7.2.3 Berechnungsansatz bei instabilem Bohrkanal

Bei einem teilweisen oder kompletten Einsturz des Bohrlochs muss über die entsprechenden Berechnungsansätze der Einwirkungen aus Bodenlast nach Abschnitt 2.2.2 eine Auflastspannung auf das Produktrohr angesetzt werden. Aufgrund der Umlagerungen im Erdstoffgefüge beim Einsturz des Bohrkanals nach dem eigentlichen Installationsvorgang, kann der radial wirkende Erddruck nicht allein aus bspw. dem Erdruhedruck ermittelt werden. Vielmehr muss hier von einer Gewölbewirkung innerhalb des Bodengefüges ausgegangen werden. Wie in Abschnitt 2.2.2 bereits gezeigt, sind in der Literatur diverse Ansätze erarbeitet worden, welche diesen Effekt berücksichtigen. Darüber hinaus stellt sich in der Grenzschicht zwischen dem Rohr und der Bohrlochwandung eine Zerstörung des Filterkuchens ein und die Reibungseigenschaften zwischen den Reibpartnern verändern sich grundlegend im Vergleich zu einem stabilen Bohrkanal.

Für die Entwicklung eines Berechnungsansatzes wird auf den Erddruckansatz nach ATV A 161 (2014) zurückgegriffen. Dabei werden die Faktoren $K_1 = 0,5$ und $\delta = \varphi$ gewählt. Gemäß ATV A 127 (2000) sind diese Parameter bei einer Verdichtung des Grabens gegen das angrenzende Erdreich zu wählen. Dieser Einbauzustand lässt sich gut auf die Verhältnisse bei den Modellversuchen sowie den Feldversuchen übertragen.

Nach dem Regelwerk ATV A 161 (2014), welches auf die Erkenntnisse von TERZAGHI (1943) zurückgreift, ist die vertikale Spannung infolge Bodeneigengewicht wie folgt zu ermitteln:

$$P_{Ev} = \frac{b \cdot \gamma_B}{2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta} * (1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}) \quad (2.13)$$

Die über den Rohrumfang aufintegrierte, radial wirkende Erddruckkraft aus Bodeneigengewicht auf eine erdverlegte Fernwärmeleitung kann nach der FW 401-10 (AGFW 2020) ermittelt werden zu:

$$N_R = \sigma_0 * \pi * D_a * \frac{1+K_0}{2} \quad (7.10)$$

Durch Ersatz der Initialspannung des Bodeneigengewichtes von σ_0 durch P_{Ev} unter Einbeziehung der Gewölbewirkung ergibt sich:

$$N_R = \frac{b \cdot \gamma_B}{2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta} * \left(1 - e^{-2 \cdot K_1 \cdot \tan \delta \cdot \frac{h}{b}}\right) * \pi * D_a * \frac{1+K_0}{2} \quad (7.11)$$

Unter Betriebsbedingungen ist das Fernwärmerohr mit dem Energieträgermedium Wasser gefüllt. Das Gewicht des Wassers ist beim Ansatz des Rohrgewichtes, welches aus Herstellerangaben bezogen werden kann, zu berücksichtigen.

$$G_R = G_W + \pi * r_{id}^2 * \gamma_w \quad (7.12)$$

mit:

G_W = Rohrgewicht

r_{id} = Innenradius Stahlrohr

γ_w = Wichte Wasser

Somit ergibt sich für den instabilen Bohrkanal:

$$F_R^{tg} = \mu(D) * D_f(D) * (N_R + G_R) \quad (7.13)$$

Abhängig von der jeweiligen Belastungs- sowie Lagerungssituation ist gemäß Abschnitt 7.2.1 ein Reibungskoeffizient zu wählen. Bei Gleichsetzung des Degradationsfaktors zu 1,0 ergibt sich der Reibungswiderstand bei der Erstverschiebung der Leitung. Darüber hinaus kann über Verwendung des Degradationsfaktors gemäß 7.2.2 der zyklisch bedingte residuale Reibungswiderstand ermittelt werden.

Für die Ermittlung der Reibungskraft bei Erstverschiebung der in situ-Versuche wurde gemäß (7.1) und (7.2) bei einer angenommenen Lagerungsdichte $D = 0,6$ ein Reibungskoeffizient von $\mu_{BSG} = 0,376$ zugrunde gelegt. Aufgrund der Beobachtungen bei den Modellversuchen (Bentonitfilterkuchen) wurde hierbei ein Reibungskoeffizient von $\mu_{Bento} = 0,264$ gewählt. Die weiteren angesetzten Parameter sind in Tab. 7-2 aufgelistet.

Auf Grundlage der gemessenen Reibungskräfte wurde mittels des aufgestellten Berechnungsansatzes die sich hierdurch ergebende radial wirkende Kraft N_r kalkuliert. Anschließend wurde diese mit der anhand von ATV A 161 bzw. AGFW FW 401-10 berechneten radialen Kraft verglichen.

Tab. 7-2: Gegenüberstellung der ermittelten Werte mit gemessenen Werten für N_R bei Erstverschiebung

Versuch	Reibungskoeffizient μ [1]	Rohrgewicht [kN/m]	F_{rmax} gemessen [kN/m]	N_r aus F_{rmax} nach (7.13)	N_r nach (7.11)	Abweichung [%]
Reibkraftversuch IV	0,376	0,312	0,7	1,55	9,67	- 84
Reibkraftversuch V	0,376	0,312	1,0	2,35	9,02	- 74
Deinstallationsversuch II.2	0,376	0,06	0,75	1,93	1,64	+ 18
Deinstallationsversuch III.1	0,376	0,13	0,61	1,49	4,22	- 65
Deinstallationsversuch III.2	0,376	0,13	1,0	2,52	4,12	- 39
Heizlastversuch II.1	0,376	0,165	0,948	2,36	4,20	- 44
Heizlastversuch II.2	0,376	0,07	0,512	1,29	1,64	- 21
Heizlastversuch III.1	0,376	0,165	1,612	4,12	4,22	- 2
Heizlastversuch III.2	0,376	0,165	2,078	5,36	4,12	+ 30
Modellversuch D = 0,6 instabil	0,264	0,06	0,214	0,75	1,09	- 31
Modellversuch D = 0,6 instabil	0,264	0,06	0,222	0,78	1,09	- 28

Anhand der obigen Tabelle ist gut erkennbar, dass der aufgestellte Berechnungsansatz für die instabile Rohrlagersituation in den meisten Versuchen Abweichungen bis max. +/- 30 % der resultierenden radialen Kraft für die Erstverschiebung liefert. Derartige Abweichungen können in dem idealisierten Verlauf der Rohrleitung, in abweichenden Baugrundparametern oder der Varianz des Bettungsmaterials der Rohrleitung (Ansatz Reibungskoeffizient) begründet sein.

Die Reibkraftversuche stellen jedoch mit Abweichungen von bis zu 84 % eine Ausnahme dar. Hier scheint der verwendete Berechnungsansatz die reale Situation nicht hinreichend genau zu erfassen. Wie in Abschnitt 3 beschrieben wurde, sind um die Leitungszone herum Hohlräume vorgefunden worden, welche zu deutlich geringeren Reibungskräften führen.

Zusätzlich wurde der Berechnungsansatz auch mit den residual gemessenen Reibungskräften infolge der zyklischen Belastung angewendet. Hierbei wurde der zyklisch bedingte Reibungskoeffizient gemäß (7.4) und (7.5) sowie (7.6) und (7.7) berücksichtigt. Die Ergebnisse hierzu sind in Tab. 7-3 dargestellt.

Tab. 7-3: Gegenüberstellung der ermittelten Werte mit gemessenen Werten für N_R infolge zyklischer Degradation

Versuch	μ [1]	$D_r(D)$ [1]	Rohr-gewicht [kN/m]	F_{rmax} gemessen [kN/m]	N_r aus F_{rmax} nach (7.13)	N_r nach (7.11)	Abwei-chung [%]
Reibkraftversuch IV	0,354	0,8	0,312	0,7	2,16	9,67	- 78
Reibkraftversuch V	0,354	0,8	0,312	0,7	2,16	9,02	- 78
Heizlastversuch II.1	0,354	0,8	0,165	0,64	2,09	4,20	- 50
Heizlastversuch II.2	0,354	0,8	0,07	0,264	0,86	1,64	- 48
Heizlastversuch III.1	0,354	0,8	0,165	1,08	3,65	4,22	- 14
Heizlastversuch III.2	0,354	0,8	0,165	1,46	4,99	4,12	+ 21
Modellversuch D = 0,6 instabil	0,211	0,8	0,06	0,202	1,14	1,09	+ 5
Modellversuch D = 0,6 instabil	0,211	0,8	0,06	0,217	1,23	1,09	+ 13

Es zeigt sich mit einer Abweichung von +5% bis +13% eine gute Übereinstimmung des Berechnungsansatzes bei den durchgeführten Modellversuchen unter instabilen Bohrkanälen nach der zyklischen Belastung. Ebenso ergeben die Rohrstränge der Bauachse III mit einer Abweichung von -14% bis +21% gute Ergebnisse. Lediglich die Rohrstränge der Bauachse II und die durchgeführten Reibkraftversuche zeigen deutliche Abweichungen des Berechnungsansatzes im Vergleich der radialen Kraft. Aus den gemessenen Reibungskräften wurden unter Verwendung des Berechnungsansatzes deutlich geringere radiale Kräfte N_r ermittelt.

Dies deutet darauf hin, dass der aufgestellte Berechnungsansatz nicht für alle Rohrlagersituationen angewendet werden kann. Im Folgenden wird daher ein Ansatz entwickelt, der die Rohrbettungssituation „stabiler Bohrkanal“ besser erfasst.

7.2.4 Berechnungsansatz bei stabilem Bohrkanal

Bei einem dauerhaft stabilen Bohrkanal stellt sich die Kontaktfläche des Produktrohres mit dem angrenzenden Erdstoff, wie in Abschnitt 5.2.2 erläutert ist, nur in einem sehr begrenzten Bereich des Rohraufagers ein. Ein Einfluss aus dem umgebenden Erddruck aus dem überlagernden Erdstoff ist somit nicht darstellbar. VIEHÖFER et al. (2005) konnten in Modellversuchen zeigen, dass die radialen Spannungen infolge vertikalem überlagernden Erddruck gegen Null gehen. Die maßgebliche Kontaktfläche, welche zu wirkenden Reibungsspannungen führt, wird demnach deutlich verringert. Auf die am Rohrmantel zwischen Rohr und Bohrlochwand wirkenden radialen Normalspannungen nehmen das Eigengewicht des Rohres, das darin befindliche Wasser und der horizontale Erddruck im Bereich des Rohraufagers Einfluss. HASAN (1996) stellte für eine Rohrauflagerung von 180° einen Ansatz der Spannungsverteilung in radialer Richtung resultierend aus dem Rohreigengewicht auf:

$$\sigma_r^g = \frac{G}{2r} * \cos^2 \theta \quad (7.14)$$

mit:

G = Rohreigengewicht pro Meter

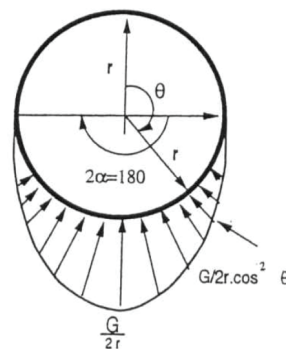


Abb. 7-4: Ansatz der Auflagerspannung nach HASAN (Hasan 1996)

Die sich einstellenden Reibungswiderstände für teilgebettete Rohre können nach BS 8010-3 (1993) lediglich aus dem Rohreigengewicht und dem anzusetzenden Reibungskoeffizienten der in Kontakt stehenden Materialien berechnet werden.

$$F = \mu * G \quad (7.15)$$

Jedoch gibt dieser Ansatz nur eine grobe Vorkalkulation wieder und beachtet in keiner Weise die Lagerungsbedingungen sowie die in Kontakt stehende Rohrabschnittfläche.

Die genauere Betrachtung der Lagerungsbedingungen und des Materialverhaltens der beim grabenlosen Installieren von Fernwärmeleitungen eingesetzten Materialien erfordert daher einen Ansatz zu entwickeln, der die Kontaktspannungen am Rohr und die in den Laborversuchen ermittelten Reibungskoeffizienten beinhaltet.

Für variable Rohrauflagerwinkel kann die radiale Spannung nach WHITE und RANDOLPH (White und Randolph 2007) nach Gleichung (7.16) ermittelt werden.

$$\sigma_r^{tg} = \frac{G}{D} * \frac{2 \sin \theta}{\theta_{D'} + (\sin \theta_{D'} * \cos \theta_{D'})} \quad (7.16)$$

Unter Berücksichtigung der Abb. 7-5 ergibt sich:

$\theta_{D'}$ = halbiertes Rohrauflagerwinkel

$$\cos \theta_{D'} = 1 - \frac{2w}{D}$$

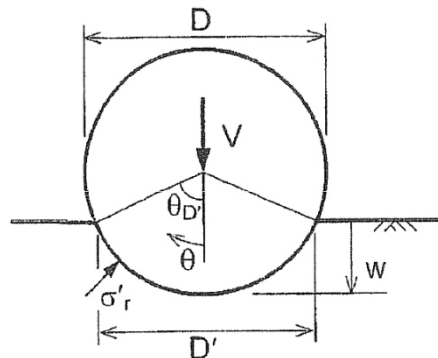


Abb. 7-5: Berechnung der Rohrspannungen (White und Randolph 2007)

Gemäß HASAN (1996) stellt sich infolge des Erddruckes eine cos-förmig verteilte, radial wirkende Kraft ein. Die sich einstellende radiale Normalkraft ergibt sich demnach unter Einbeziehung der radialen Erddruckkraft infolge des horizontalen Erddruckes im Bereich des Rohraufлагers sowie unter Beachtung der Gleichung (2.2) zu:

$$N_{tg} = \frac{G \cdot 2 \cdot \sin \theta_{D'}}{\theta_{D'} + (\sin \theta_{D'} \cdot \cos \theta_{D'})} + \left(\int_{90-\frac{\theta}{2}}^{\frac{\theta}{2}} \gamma \cdot w \cdot k_0 \cos(\theta) d\theta \right) \cdot 2 \quad (7.17)$$

mit:

N = radiale Normalkraft
w = Segmenthöhe der Rohrauflagerfläche

Somit muss für einen Berechnungsansatz zur Ermittlung der Reibungswiderstände im ersten Schritt die radiale Spannung in der Rohrauflagerfläche infolge des Rohreigengewichts nach Gleichung (7.17) ermittelt werden. Über die nach Abschnitt 6 ermittelten Reibungseigenschaften der untersuchten Materialien können unter Einbeziehung von Gleichung (2.5) die Gesamtreibungswiderstände ermittelt werden.

$$F_R^{tg} = \mu \cdot N_{tg} \quad (7.18)$$

mit:

F_R^{tg} = Reibungskraft
 μ = Reibungskoeffizient

Bei dem Ansatz des gewählten Reibungskoeffizienten μ ist zu beachten, dass zwischen einem maximalen Reibungskoeffizienten bei Erstverschiebung des Rohres und einem residualen Wert unterschieden werden muss (siehe Abschnitt 7.2.1).

Abhängig von der eingestellten Lagerungsdichte wurden Reibungskoeffizienten von $\mu = 0,265 \div 0,35$ für den Kontakt zwischen dem Bentonitfilterkuchen und der PE-Rohroberfläche für den maximalen Reibungswiderstand bei Erstverschiebung ermittelt. Adhäsionsspannungen konnten durch die Versuche nicht ausreichend sicher nachgewiesen werden.

Anhand der Abb. 7-3 bzw. der Gleichung (7.18) kann somit die zyklisch bedingte Beeinflussung der Reibungskoeffizienten erfasst werden. Somit erweitert sich die Berechnungsformel (7.18) auf:

$$F_R^{tg} = \mu(D) * D_f(D) * N_{tg} \quad (7.19)$$

Anhand der Beobachtungen bei den in situ-Versuchen (siehe Abschnitt 3) ist ein Auflagerwinkel $\theta=180^\circ$ zu wählen. Nachfolgend werden die erfassten Widerstände aus in situ-Versuchen und Modellversuchen mit den prognostizierten Werten der aufgestellten Berechnungsansätze verglichen.

7.2.5 Vergleich der Ergebnisse mit Berechnungsansätzen

In Abschnitt 7.2.4 wurden basierend auf den Ergebnissen der durchgeführten Modell- und kleinmaßstäblichen CNL-Versuche sowie unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus Zeitstandsversuchen Berechnungsansätze zur Ermittlung der Reibungswiderstände einer grabenlos verlegten (mittels HDD-Verfahren) FW-Leitung aufgestellt.

Als Eingangsparameter für den Baugrund der in situ-Versuche wurden eine Lagerungsdichte von $D = 0,6$, eine Erdstoffwichte von $16,7 \text{ kN/m}^2$ und ein Reibungswinkel von 36° angenommen. Der Reibungskoeffizient wurde gemäß Abschnitt 7.2.1 zu $0,35$ und der Erddruckbeiwert k_0 zu $0,4$ angesetzt. Darüber hinaus wurde auf Grundlage der Beobachtungen im Versuchsfeld ein Auflagerwinkel von 180° bei stabilen Bohrkanälen berücksichtigt.

In den folgenden Abbildungen Abb. 7-6 bis Abb. 7-8 sind die ermittelten maximalen Reibungskräfte aus in situ-Versuchen zusammen mit den Ergebnissen der Berechnungsansätze abgebildet. Dabei wird zwischen den verwendeten unterschiedlichen Rohrdurchmessern differenziert.

In Abb. 7-6 sind die Reibungskräfte an einer Fernwärmeleitung DN 200 mit einem Außendurchmesser von $D_a = 315 \text{ mm}$ dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die prognostizierten Reibungskräfte durch den Berechnungsansatz für instabile Bohrkanäle überschätzt werden. Vielmehr ist eine sehr gute Übereinstimmung der in situ-Ergebnisse mit dem Berechnungsansatz für stabile Bohrkanäle zu verzeichnen. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Beobachtungen im Versuchsfeld.

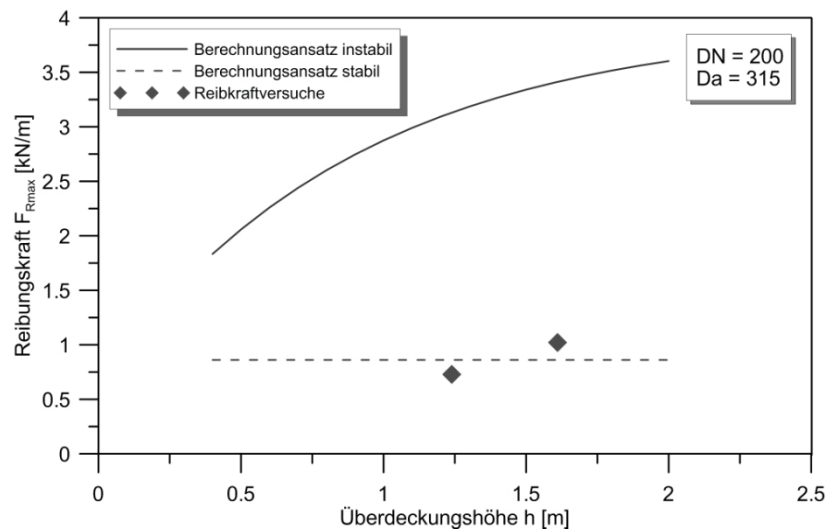


Abb. 7-6: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 200)

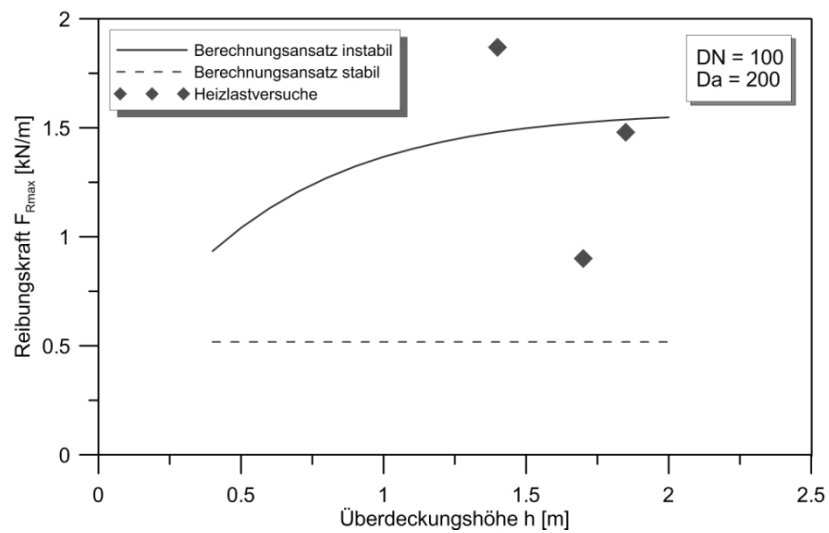


Abb. 7-7: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 100)

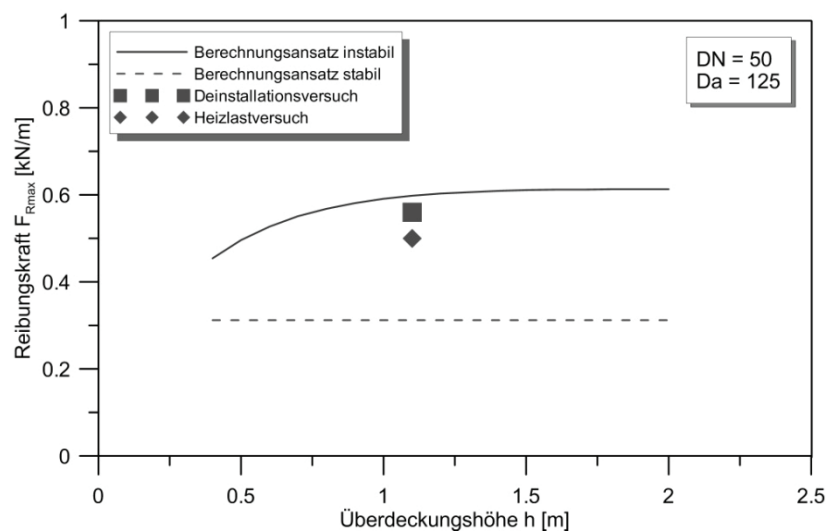


Abb. 7-8: Vergleich Berechnungsansatz mit in situ-Ergebnissen (DN 50)

Bei der Auswertung der vorliegenden Ergebnisse für einen Rohrdurchmesser von DN 100 zeigen sich in den in situ Versuchen große Streuungen (siehe Abb. 7-7). Die in situ-V Versuchsergebnisse beziehen sich hier auf drei unterschiedliche Rohrtrassen, welche sich in ihrer Überdeckungshöhe, Leitungslänge und Bauachse unterscheiden. Änderungen der Baugrundparameter können somit nicht ausgeschlossen werden. Im Vergleich mit den beiden aufgestellten Berechnungsansätzen kann gezeigt werden, dass die in situ-Reibungskräfte größtenteils innerhalb der Bandbreiten der Berechnungsansätze liegen.

In Abb. 7-8 ist zusätzlich zu den Daten der Heizlastversuche das Ergebnis des Deinstallationsversuches mit aufgenommen worden. Die ermittelte Streubreite der in situ-Versuche ist verhältnismäßig gering, so dass auf eine gute Belastbarkeit der Ergebnisse geschlossen werden kann. Es zeigt sich, dass die in situ Reibungskräfte sehr nah an dem aufgestellten Berechnungsansatz für instabile Bohrkanäle liegen, wobei sich eine Tendenz zur unteren Schranke in Form des Berechnungsansatzes für stabile Bohrkanäle zeigt.

Es ist festzuhalten, dass die aufgestellten Berechnungsansätze eine jeweilige Extremsituation der Rohrbettung darstellen. Generell lässt sich eine bessere Übereinstimmung der Heizlastversuche mit dem Berechnungsansatz für instabile Bohrkanäle festhalten, wohingegen die Reibkraftversuche gut mit dem aufgestellten Berechnungsansatz für stabile Bohrkanäle korrelieren. Dies kann auf die im Versuchsfeld vorgefundenen Hohlräume um die Leitungstrasse herum zurückzuführen sein. Diese Hohlräume liegen im Feld in unterschiedlichen, nicht eindeutig ermittelbaren Ausmaßen an den Leitungstrassen vor, siehe Abb. 3-2. Durch diesen Umstand ist eine Einteilung gemäß den beiden aufgestellten Berechnungsansätzen nur bedingt möglich. Vielmehr herrscht bei den im Versuchsfeld verlegten Leitungen anscheinend ein Mischzustand der beiden Grenzfälle vor.

Nachfolgend wird der Vergleich der Berechnungsansätze mit den durchgeführten Modellversuchen dargestellt. Dabei wird die Bettungssituation „stabiler“ Bohrkanal und „instabiler“ Bohrkanal unterschieden. Darüber hinaus wird hierbei der Einfluss der Zyklik auf die Reibungskräfte ebenfalls dargestellt. Als Eingangsparameter für den Baugrund wurden eine Lagerungsdichte von $D = 0,6$, eine Erdstoffwichte von $16,7 \text{ kN/m}^3$ und ein Auflagerwinkel des Rohres von 110° gewählt.

In Abb. 7-9 sind die Ergebnisse der Modellversuche mit den prognostizierten Reibungskräften für den instabilen Bohrkanal abgebildet. Tendenziell zeigt sich eine gute Übereinstimmung des Berechnungsansatzes mit den Ergebnissen der Modellversuche, besonders im Bereich von niedrigen Überdeckungshöhen. Bei größeren Überdeckungen liefern die Berechnungsansätze größere Reibungskräfte als die Modellversuche. Ein Erklärungsansatz hierfür könnte sein, dass die Bohrkanäle bei größeren Überdeckungshöhen nicht vollständig kollabiert sind. Gerade bei größeren Überdeckungshöhen besteht die Möglichkeit, dass sich durch Spannungsumlagerungen weitere Gewölbetragsstrukturen ausbilden. Die Einsturzprozedur wurde zwar mit größter Sorgfalt durchgeführt, es konnte allerdings keine Überprüfung des vollständig geschlossenen Ringraumes durchgeführt werden.

Darüber hinaus lässt sich festhalten, dass der Berechnungsansatz die maximale Reibungskraft im ersten Lastzyklus eher überschätzt. Dieses Verhalten könnte durch „Randeffekte“ in den Austrittsbereichen der Versuchskiste hervorgerufen sein. An den Rohrdurchstoßungen wurden

Abschirmbleche montiert, um den Sandaustritt während der Versuchsdurchführung zu minimieren. Dadurch wird der radiale Erddruck auf das Rohr an den Rohrenden verringert.

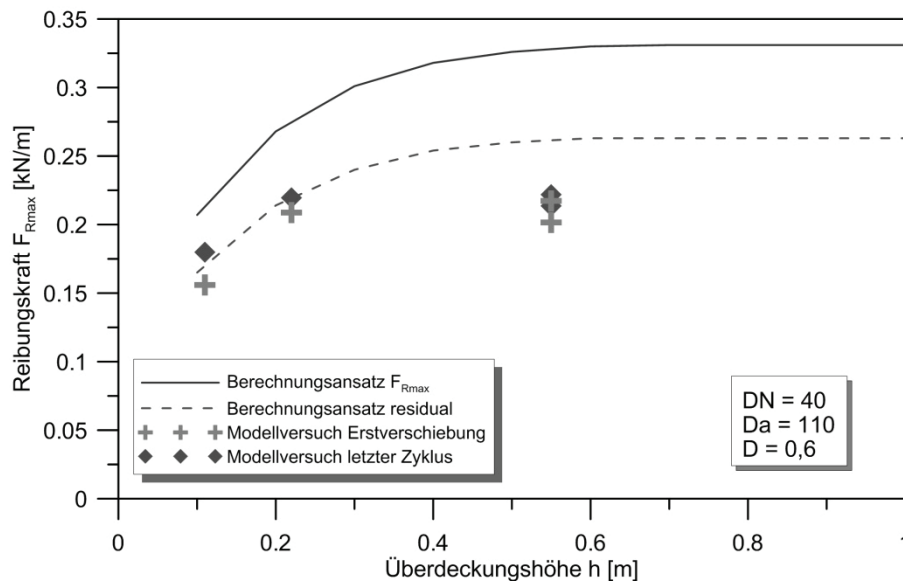


Abb. 7-9: Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsansatz (instabil)

Die Abb. 7-10 zeigt den Vergleich des Berechnungsansatzes (stabil) mit den Ergebnissen der Modellversuche. Sowohl für die maximale Reibungskraft im ersten Lastzyklus, als auch für die residuale Reibungskraft im letzten Lastzyklus kann eine gute Übereinstimmung festgehalten werden.

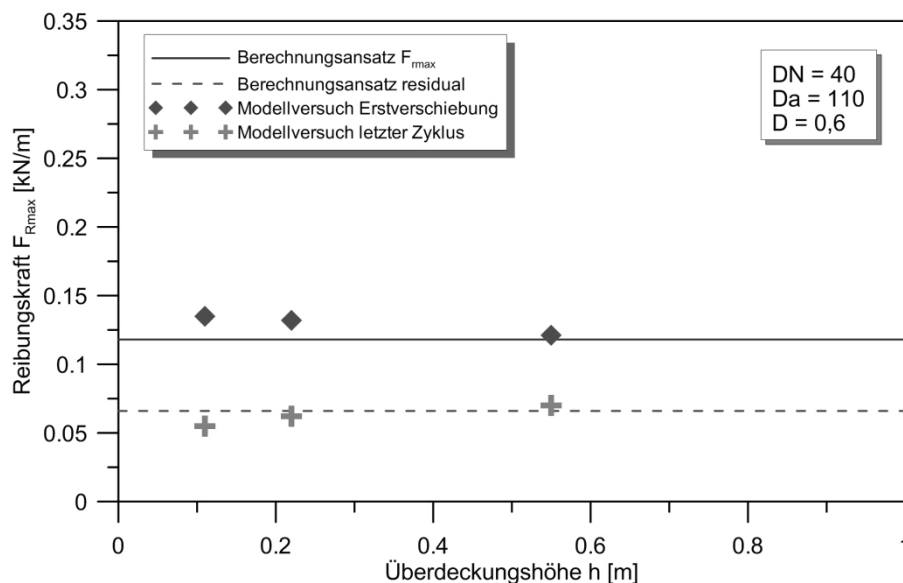


Abb. 7-10: Vergleich der Modellversuchsergebnisse mit Berechnungsansatz (stabil)

Zusammenfassend lässt sich demnach festhalten, dass über die beiden aufgestellten Berechnungsansätze tendenziell die axialen Reibungskräfte einer grabenlos verlegten Fernwärmeleitung wiedergegeben werden können. Jedoch sei an dieser Stelle angemerkt, dass die Berechnungsansätze jeweilige „Extremsituationen“ darstellen und somit eher als oberer bzw. unterer Grenzwert dienen.

Maßgeblich wird das Reibungsverhalten einer grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitung über die Ausbildung des Ringraumes geprägt. Die Erfahrungen der in situ-Versuche zeigen, dass stabile Bohrkanäle zu sehr geringen Reibungswiderständen führen, wohingegen bei kollabierten Bohrkanälen deutlich größere Widerstände hervorgerufen werden können.

7.2.6 Plausibilitätskontrolle der Berechnungsansätze

Unter Einbeziehung der Ergebnisse der durchgeführten Modellversuche wird nachfolgend eine Plausibilitätskontrolle der aufgestellten Berechnungsansätze durchgeführt. In den Modellversuchen wurden verschiedene Randbedingungen wie Einbaudichte, Überdeckungsverhältnis und Rohrdurchmesser variiert. Daraus folgernd wurden die gemessenen Widerstände der axial verschobenen Fernwärmerohre beeinflusst.

Für die Rohrbettungssituation „stabiler Bohrkanal“ wurden vergleichend die prognostizierten Reibungswiderstände sowohl bei Erstverschiebung als auch nach der zyklischen Belastung zusammen mit den Ergebnissen der durchgeführten Modellversuche in Abb. 7-11 sowie Abb. 7-12 dargestellt.

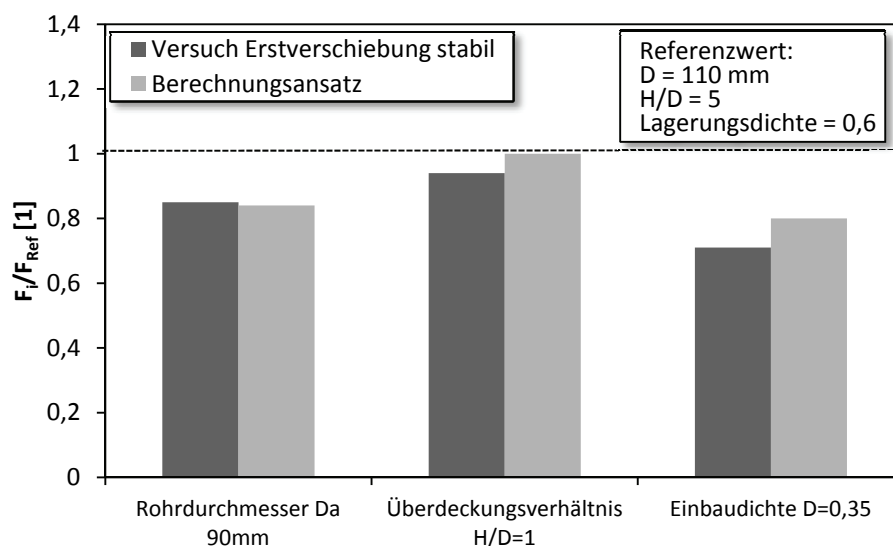


Abb. 7-11: Resultat der Änderung von Randbedingungen – Erstverschiebung stabiler Bohrkanal

Aus dem Vergleich zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Veränderung infolge der Variation des Rohrdurchmessers. Sowohl die Widerstände bei Erstverschiebung, als auch die Widerstände nach der zyklischen Belastung zeigen die gleiche Beeinflussung. Bei Betrachtung von unterschiedlichen Überdeckungshöhen zeigen die Versuchsdaten geringe Abnahmen, wohingegen der Berechnungsansatz keine Beeinflussung durch das Überdeckungsverhältnis zulässt. Die Versuchsergebnisse unter geringerer Einbaudichte weisen bei Erstverschiebung um ca. 29 % geringere Widerstände auf als der Referenzversuch. Der residuale Wert nach der zyklischen Belastung unter der gewählten geringen Einbaudichte verzeichnet eine Abnahme von ca. 22 %. Der Vergleich mit dem Berechnungsansatz zeigt, dass die Verringerung der Einbaudichte eine Reduzierung der prognostizierten Widerstände des Berechnungsansatzes sowohl bei Erstverschiebung, als auch nach der zyklischen Belastung um 20 % ausweist.

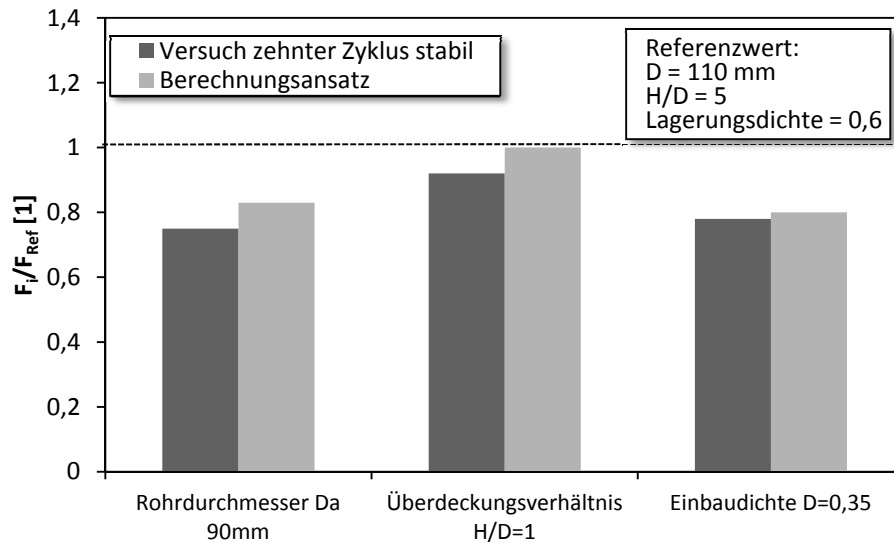


Abb. 7-12: Resultat der Änderung von Randbedingungen – zehnter Lastzyklus stabiler Bohrkanal

In Abb. 7-13 sowie Abb. 7-14 sind die variierten Einbauparameter und die ermittelten Unterschiede der verzeichneten Reibungswiderstände in der Rohrbettungssituation „instabiler Bohrkanal“ aufgeführt.

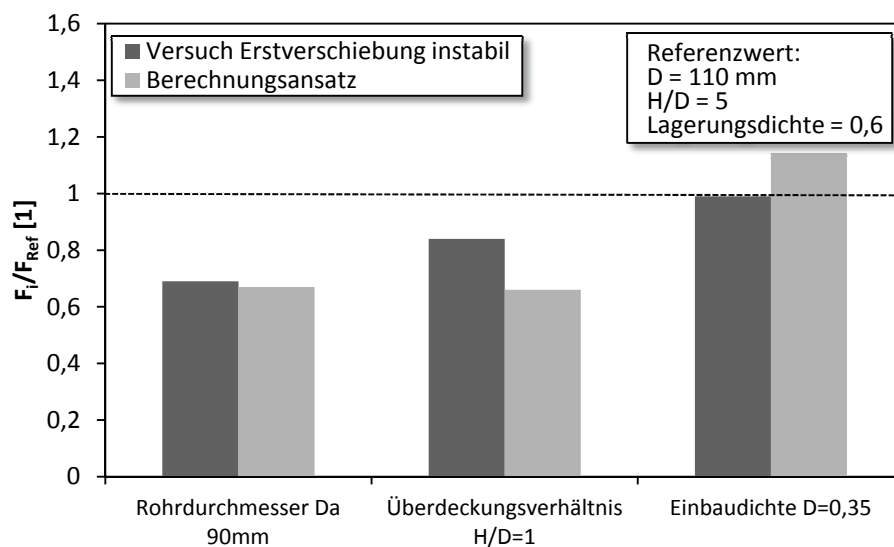


Abb. 7-13: Resultat der Änderung von Randbedingungen – Erstverschiebung instabiler Bohrkanal

Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Modellversuche mit instabilen Bohrkanälen mit den prognostizierten Ergebnissen des Berechnungsansatzes kann die Plausibilität der aufgestellten Berechnungsgrundlage gezeigt werden. Die Beeinflussung der sich einstellenden Reibungswiderstände durch die variierten Parameter im Modellversuchsstand konnte tendenziell auch bei der Abschätzung anhand der Berechnungsansätze gezeigt werden. Insbesondere auf die Beeinflussung durch die Variation des Rohrdurchmessers und des Überdeckungsverhältnisses spricht der Berechnungsansatz gut an, wobei der Berechnungsansatz tendenziell größere Abnahmen der Reibungswiderstände ausgibt. Die verzeichneten Unterschiede zwischen dem Berechnungsansatz und den Ergebnissen der Modellversuche können in dem „chaotischen“ Vorgang des nachträglichen Kollabierens des Bohrkanals begründet sein. Je nach Einsturzablauf

können sich somit variierende Lagerungsbedingungen durch unterschiedliche Lagerungen des Materials im Ringraum ergeben, welche dementsprechend zu größeren Streubreiten der Ergebnisse führen. Ein Berechnungsansatz unterliegt somit naturgemäß deutlich größeren Unsicherheiten.

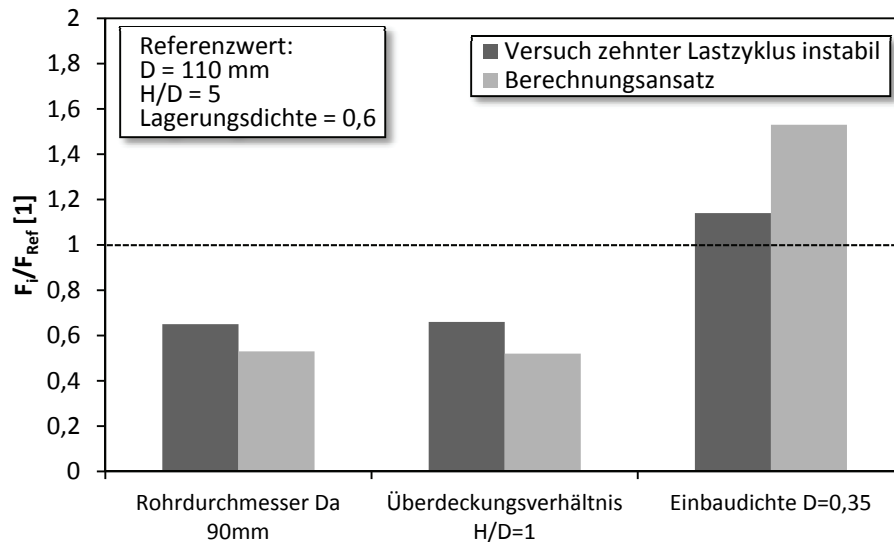


Abb. 7-14: Resultat der Änderung von Randbedingungen - zehnter Lastzyklus instabiler Bohrkanal

8 Empfehlungen

Aus den zusammengetragenen Ergebnissen der vorliegenden Arbeit werden im Folgenden Empfehlungen für die Ermittlung der Reibungskraft an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen gegeben.

Grundsätzlich ist bei der Verlegung von Fernwärmeleitungen mittels des HDD-Verfahrens davon auszugehen, dass sich Hohlräume innerhalb der Rohr-Bodenzone einstellen können, welche sich, zumindest beim derzeitigen Kenntnisstand, als teilweise dauerhaft zeigten. Diese Hohlräume vermindern die Kontaktzone des Rohres mit dem umgebenden Erdreich und vermindern demnach die sich einstellenden Reibungskräfte zwischen der verlegten Fernwärmeleitung und dem umgebenden Erdreich signifikant. Eine quantitative Aussage über den Anteil der Hohlräume kann derzeit nicht gesichert gegeben werden. Es scheint daher zielführender zu sein einen „oberen“ bzw. „unteren Grenzwert“ der sich einstellenden Reibungskräfte einer grabenlos verlegten Fernwärmeleitung zu berücksichtigen.

8.1 Reibungsbeiwert

Derzeit wird für erdverlegte Fernwärmeleitungen in den einschlägigen Regelwerken von einem Reibungsbeiwert von

$$\mu_{FW} \approx 0,4 \text{ bzw. } 0,66 \tan \varphi' \quad (8.1)$$

ausgegangen. Diese Annahme beruht auf abgesicherten Erkenntnissen im Bezug auf das Reibungsverhalten zwischen PE-Materialien und sandigen Erdstoffen und wird als ausreichend genau für den Fall der „offenen“ Bauweise angesehen.

Im Rahmen dieser Forschungsarbeit konnte in diversen monotonen und zyklischen CNL-Reibungsversuchen gezeigt werden, dass der Reibungsbeiwert durch Bentonitsuspensionen, welche bei der grabenlosen Verlegung mit dem HDD-Verfahren zur Anwendung kommen, beeinflusst wird. Eine Reduktion des Reibungsbeiwertes ist jedoch von der tatsächlichen Zusammensetzung des Kontaktmaterials abhängig. Die stärkste Abminderung von bis zu 32 % konnte bei der Ausbildung einer Filterkuchenschicht ermittelt werden, wohingegen die Beeinflussung des Reibungsbeiwertes bei einer Vermengung von Sand mit der eingesetzten Bentonitsuspension (BSG-Erdstoff) rd. 15% betrug.

Auf Grundlage des derzeitigen Kenntnisstandes kann daher bei grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen für den Reibungsbeiwert Empfehlung (8.2) gegeben werden.

$$\frac{\mu_{HDD}}{\mu_{FW}} = 0,6 \div 0,85 \quad (8.2)$$

Untersuchungen des zeitabhängigen Verhaltens konnten Zunahmen der ermittelten Reibungsbeiwerte sowohl für den Kontakt Sand / PE als auch für den BSG-Erdstoff / PE aufzeigen. Diese Erhöhung ist auf das visko-plastische Verhalten des PE-Werkstoffes zurückzuführen. Um allgemein gültige Empfehlungen auszugeben bedarf es jedoch einer deutlich größeren Menge an Versuchsdaten.

8.2 Zyklisch bedingte Degradation

Sowohl in den in situ-Versuchen als auch in den durchgeführten Modellversuchen konnten Degradationen der sich einstellenden Reibungswiderstände durch die aufgebrachte zyklisch axiale Belastung gezeigt werden. Die zyklisch bedingte Degradation bei in situ-Versuchen konnte zu $D_F = 0,52 \div 0,69$ bestimmt werden. Diese Erkenntnis deckt sich weitgehend mit den Untersuchungen von WEIDLICH (2008) und wird über die Abminderung des Reibungsbeiwertes von $0,5 * \mu$ in dem zurzeit anwendbaren Regelwerk für die Verlegung von Fernwärmeleitungen FW 401 (2020) bereits erfasst.

Darüber hinaus zeigten sich in den durchgeführten Modellversuchen abhängig von den Lagerungsbedingungen deutliche Unterschiede in den ermittelten Degradationsfaktoren. Unter „stabilen“ Bohrkanalbedingungen wurden Degradationsfaktoren abhängig von der eingestellten Lagerungsdichte von $D_F = 0,58 \div 0,79$ bestimmt. Die zyklisch bedingte Degradation für den Lagerungsfall „stabile“ Bohrkanäle konnte gemäß (7.8) bestimmt werden.

$$D_f(D) = -0,197 \ln(D) + 0,5306 \quad (7.8)$$

Für den Lagerungsfall „instabile“ Bohrkanäle wurden deutlich größere Streuungen der zyklisch bedingten Reibkraftveränderung verzeichnet. Mit $D_F = 0,82 \div 1,59$ wurden sogar Zunahmen der Reibungswiderstände gemessen. Diese große Streuung ist wahrscheinlich in dem „chaotischen“ Vorgang des Einstürzens des Bohrkanals begründet. Trotz der gleichen Prozedur beim Zerstören der Bohrkanäle scheinen sich bei dem Umlagern der Erdstoffkörner unterschiedliche Situationen einzustellen, welche dementsprechend zu einer hohen Varianz der Ergebnisse führt. Einen Ansatz zur quantitativen Erfassung der zyklisch bedingten Degradation liefert (7.9).

$$D_{fins}(D) = -0,997 \ln(D) + 0,2894 \quad (7.9)$$

Die vorstehende Beziehung konnte aus Versuchsergebnissen unter Lagerungsdichten von $D = 0,3$ bis $0,7$ generiert werden und gilt somit für eine entsprechende Bandbreite.

8.3 Berechnungsansätze

Für den Bemessungsfall „stabile“ Bohrkanäle konnte die Beziehung (7.19) näherungsweise als Grundlage der zu ermittelnden Reibungskräfte aufgestellt werden.

$$F_R^{tg} = \mu(D) * D_f(D) * N_{tg} \quad (7.19)$$

Hierbei wird die sich einstellende Reibungskraft lediglich über einen Teilausschnitt der Rohrkontaktfläche hervorgerufen, welche auf die Rohrsohle und die angrenzenden Kämpferbereiche begrenzt ist. Anhand der Gleichung (7.19) kann ein maximal mobilisierbarer Reibungswiderstand beim „Anfahren“ bzw. über den angesetzten Degradationsfaktor ein residualer Reibungswiderstand infolge der zyklischen Belastung ausgegeben werden.

Für den Bemessungsfall „instabile“ Bohrkanäle wurde die Beziehung (7.13) erarbeitet.

$$F_R^{tg} = \mu(D) * D_f(D) * (N_R + G_R) \quad (7.13)$$

Dieser Berechnungsansatz sieht vor, dass die gesamte Rohroberfläche wieder im Kontakt zu dem umgebenden Erdreich steht und somit sich ein radialer Erddruck infolge der Erdüberdeckung sowie des Rohreigengewichts einstellt. Bei der Ermittlung des Erddruckes wurde eine Erddruckabminderung infolge der Gewölbewirkung berücksichtigt.

Der Vergleich der Berechnungsansätze mit Ergebnissen aus in situ-Versuchen zeigt, dass eine klare Abgrenzung der Bemessungsfälle in „stabil“ und „instabil“ nicht möglich zu sein scheint. Vielmehr stellen die beiden Berechnungsansätze einen „oberen“ bzw. „unteren Grenzwert“ der anzutreffenden möglichen Situationen dar.

9 Zusammenfassung

Die Anwendung des HDD-Verfahrens beim Bau von Fernwärmeleitungsnetzen findet zurzeit, wenn überhaupt nur in Ausnahmefällen Anwendung. Neben Gründen der Wirtschaftlichkeit stellt die Ausfallsicherheit eine enorme Bedeutung für die Rohrnetzbetreiber dar. Derzeitig wird die optimale Bemessung von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen in den geltenden Regelwerken nur gering berücksichtigt. Die Ermittlung von wirksamen Spannungen und Verschiebungen der Fernwärmeleitungen ist jedoch von essentieller Bedeutung für die Auslegung der Leitungsnetze. Die vorliegende Arbeit stellt einen Ansatz dar, die axialen Reibungskräfte an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen zu erfassen.

Für den Anwendungsfall der „offenen Bauweise“ mit Bettung der Fernwärmeleitungen in Sand gibt es diverse Untersuchungen (O'Rourke 1990, Achmus 1995), welche das Reibungsverhalten hinreichend genau beschreiben. Von entscheidender Bedeutung ist bei Fernwärmeleitungsnetzen das zyklische Interaktionsverhalten. Diesen Aspekt konnte von WEIDLICH (2008) genauer beurteilt werden. Die vorgenannten Erkenntnisse sind daher in die Regelwerke eingeflossen. Für die grabenlose Verlegetechnik sind derartige Kenntnisse derzeit nur eingeschränkt vorhanden.

An diesem Punkt setzt die vorliegende Arbeit an und kann mit den durchgeführten Untersuchungen einen Beitrag leisten das Interaktionsverhalten mit dem umgebenden Boden von grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Leitungen besser zu verstehen. Aufgrund der Komplexität der Vorgänge ist an dieser Stelle darauf hinzuweisen, dass sich die Arbeit auf die axialen Reibungswiderstände beschränkt und die Bettungswiderstände in radialer Richtung gesondert betrachtet werden müssen.

Die Erweiterung des Kenntnisstandes zu den axialen Reibungswiderständen von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen konnte durch folgende Teilpunkte erarbeitet werden:

- Wissenschaftliche Begleitung von in situ-Versuchen von grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Leitungen.
- Experimentelle Untersuchungen von axialen Reibungswiderständen in einem eigens konzipierten Versuchsstand zur Simulation von mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen.
- Experimentelle Untersuchungen in kleinmaßstäblichen Kontaktreibungsversuchen unter konstanter Normalspannung (CNL), welche sowohl Kraft- als auch weggesteuert durchgeführt wurden.

Die in situ-Versuche umfassten grabenlos verlegte Fernwärmeleitungen, welche auf einem Testfeld mit einer Leitungslänge von bis zu 108 m realisiert wurden. Es wurden unterschiedliche Durchmesser von DN 50 bis zu DN 200 verbaut. Der Baugrund des Versuchsfeldes bestand vorherrschend aus nicht bindigen sandigen Böden. Nach der Installation der Leitungen wurden diese teilweise über ein Heizsystem unter realen Netzbedingungen mit zyklischen Temperaturlasten beaufschlagt und die sich einstellenden axialen Ausdehnungen und Kräfte gemessen.

Darüber hinaus wurden Aufgrabungen an Teilstücken hergestellt, um einzelne Rohrabschnitte mittels hydraulischen Pressen zu verschieben. Auch hierbei wurden die Kräfte und Verschiebungen aufgezeichnet.

Während der Aufgrabungen bzw. bei der Räumung des Versuchsfeldes konnten die Lagerbedingungen der grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen begutachtet werden. Die folgenden Erkenntnisse wurden festgehalten:

- Es treten Hohlräume im Umfeld von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen auf, welche über einen Betrachtungshorizont von rd. 1,5 Jahren dauerhaft waren.
- Die eingesetzte Bohrspülung führt zu Vermengungen des umgebenden Erdstoffes mit der Bohrspülung (BSG-Erdstoff) bzw. zu einer Ausbildung einer Filterkuchenschicht im Grenzbereich.
- Aus den aufgezeichneten Kräften und Verschiebungen konnte die Degradation der Leitungen als Resultat der zyklischen thermischen Belastung nachgewiesen werden.

Die gewonnenen Erkenntnissen der in situ-Versuche wurden mit den Ergebnissen der durchgeführten Modellversuche verglichen. Im Speziellen sollte hierdurch überprüft werden, ob das simulierte HDD-Verfahren eine realitätsnahe Abbildung der Vorgänge in situ unter Laborbedingungen darstellen konnte. Im Modellversuchsstand konnten prinzipiell gleiche Erscheinungsformen der Lagerungsbedingungen von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen vorgefunden werden. Demnach wurde die Konzeption des Modellversuchsstandes als geeignet angesehen.

Die Beobachtungen der in situ-Versuche zeigten undefinierte Bedingungen um die Leitungszone herum auf. Teilweise wurden Hohlräume festgestellt, welche in tangentialer sowie axialer Richtung stark variierten. Aufgrund dieser Beobachtungen wurden die Extremsituationen „stabiler“ Bohrkanal und „instabiler“ Bohrkanal in dem Modellversuchsstand abgebildet. Dabei wurden verschiedene Versuchsstudien durchgeführt, wobei die Randbedingungen Lagerungsdichte, Überdeckungshöhe und Rohrdurchmesser variiert wurden.

Anhand der Ergebnisse der Modellversuche konnte gezeigt werden, dass sich abhängig von der Lagerungsdichte Degradationen der sich einstellenden Reibungswiderstände als Resultat der zyklischen axialen Belastung einstellen. Größenordnungen der Degradationen, die aus der Literatur für zyklisch belastete, erdverlegte Rohre bekannt waren, konnten hier bestätigt werden.

Aus den Ergebnissen der kleinmaßstäblichen Kontaktreibungsversuche konnte eine Beeinflussung des Reibungsbeiwertes anhand der eingesetzten Bentonitsuspension gezeigt werden. Es wurden diverse Versuchsserien an verschiedenen ausgebildeten Schichtgrenzen durchgeführt. Aus den untersuchten Schichtgrenzen

- Sand – PE
- BSG – PE
- Bentonitfilterkuchen – PE

konnte gezeigt werden, dass der reibungsmindernde Einfluss bei einem ausgebildeten Bentonitfilterkuchen am größten ist. Die geschlossene Ausbildung eines Filterkuchens zeigt jedoch eine Abhängigkeit zur aufgetragenen Auflastspannung.

In durchgeführten Zeitstandversuchen konnte darüber hinaus ein zeitabhängiges Verhalten der Reibungsbeiwerte in den untersuchten Schichtgrenzen ermittelt werden. Die eingesetzte Bentonitsuspension neigt mit zunehmender Belastungsdauer zu einem Ansteigen der Reibungsbeiwerte. Jedoch verbleibt ein nicht unerheblicher dauerhafter Anteil der Reduzierung.

Zusammen mit den Ergebnissen der Modellversuche wurden zwei empirische Berechnungsansätze zur Erfassung der Reibungswiderstände von grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen unter zyklischen Belastungen aufgestellt. Aus dem Vergleich der Ergebnisse der Modellversuche mit den Ergebnissen der in situ-Versuche und den Berechnungsansätzen wird deutlich, dass die aufgestellten Berechnungsgrundlagen als „oberer“ bzw. „unterer Grenzwert“ der zu erwartenden Reibungswiderstände dienen können.

10 **Ausblick**

Die vorliegende Arbeit stellt einen Ansatz zur Abschätzung von Reibungskräften an grabenlos mit dem HDD-Verfahren verlegten Fernwärmeleitungen dar. Derzeitig gibt es hierzu keine hinreichend genauen Berechnungsansätze in den gültigen Regelwerken. Es werden sowohl Berechnungsansätze zur Ermittlung der auftretenden axialen Reibungskraft als auch Empfehlungen zur Berücksichtigung der zyklischen Abnahme für Fernwärmeleitungen in der „offenen Bauweise“ in den Richtlinien gegeben. Die Untersuchungen dieser Arbeit zeigen, dass eine Übertragung der Empfehlungen der Regelwerke auf grabenlos verlegte Fernwärmeleitungen nicht ohne weiteres möglich zu sein scheint.

Es konnte gezeigt werden, dass die grabenlose Verlegetechnik (HDD) einen signifikanten Einfluss auf die Rohrlagerungssituation ausübt. Sowohl bei in situ-Versuchen als auch bei durchgeführten experimentellen Untersuchungen in einem enggestuften Sand wurden Hohlräume um das Rohr herum vorgefunden, welche die Kontaktfläche des Rohres mit dem umgebenden Erdreich deutlich reduzieren. Eine gesicherte Aussage über die Größe bzw. Häufigkeit in situ konnte nicht getroffen werden. Hierzu sollten weitere Untersuchungen durchgeführt werden.

Darüber hinaus konnte gezeigt werden, dass der Reibungsbeiwert zwischen dem Rohr und dem Erdstoff durch die eingesetzte Bentonitsuspension signifikant beeinflusst wird. Dieses Erkenntnis konnte bei der Auswertung von in situ-Versuchen bestätigt werden. Die im Rahmen dieser Arbeit aufgestellten Berechnungsansätze können als Abschätzung von auftretenden axialen Reibungskräften herangezogen werden. Um eine genauere Aussage treffen zu können sollten in weiteren Untersuchungen größere Rohrdurchmesser in größeren Verlegetiefen und in gemischtkörnigen bzw. bindigen Böden durchgeführt werden.

Desweiteren wurde in dieser Forschungsarbeit die radiale Aufweitung der Fernwärmeleitung infolge der thermischen Belastung außer Acht gelassen. Für eine vollkommene Analyse der Rohr-Boden-Interaktion müsste dieser Effekt zusätzlich betrachtet werden. Um eine möglichst genaue Abbildung eines grabenlos verlegten Fernwärmenetzes zu erhalten, sollte zudem der Bettungswiderstand unter zyklischer Belastung ebenfalls untersucht werden. Es besteht demnach noch weiterer Forschungsbedarf bis eine vollständige Bemessung eines grabenlos verlegten Fernwärmeleitungsnetzes in den Richtlinien aufgenommen werden kann.

11 Literaturverzeichnis

Achmus, M. *Zur Berechnung der Beanspruchungen und Verschiebungen erdverlegter Fernwärmeleitungen*. Hannover: Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, 1995.

Adams, M.J. „Friction of granular non-metals.“ In *Fundamentals of Friction: Macroscopic and Microscopic Processes*, von I.L. Singer und H.M. Pollock, S. 183 - 207. Dordrecht: Springer Science + Business Media, 1992.

Adamson, A.W. *Physical chemistry of surfaces*. New York: Wiley, 1982.

AGFW. *Arbeitsblatt FW 401-10 (Entwurf) - Kunststoffmantelrohre (KMR) als Verlegesystem der Fernwärme; Grundlagen der rohrstatischen Auslegung*. Frankfurt am Main: AGFW, 2020.

—. *Arbeitsblatt FW 401-10 (Entwurf) - Kunststoffmantelrohre (KMR) als Verlegesystem der Fernwärme; Grundlagen der rohrstatischen Auslegung*. Frankfurt, 2020.

AGFW. *Identifikation von Möglichkeiten und Grenzen des Einsatzes Grabenloser Verletechniken im Fernwärmeleitungsbau - Heft 40*. Schlussbericht, Frankfurt am Main: AGFW-Projektgesellschaft für Rationalisierung, Information und Standardisierung mbH, 2016.

Ahlborn Mess- und Regelungstechnik GmbH. www.ahlborm.com. 01. 10 2016. <http://www.ahlborm.com/download/pdfs/kap10/weg.pdf> (Zugriff am 29. 01 2018).

Akbarzadeh, H., und A. Bayat. „Investigation ASTM F 1962 arching factor for Polyethylene pipes installed by Horizontal Directional Drilling.“ *Tunnelling an Underground Space Technology*, 2014: S. 50-57.

Alam, S., Allouche, E.N., Barlett, C., Sherpa, A., Keil, B. „Experimental evaluation of soil-pipe friction coefficients for coated steel pipes.“ *Pipelines 2013: pipelines and trenchless construction and renewals - a global perspective*. Fort Worth, Texas, USA: ASCE, 2013. S. 360-371.

Alzahrani, S. *Effect Of Time On Soil-Geomembrane Interface Shear Strength*. Dayton, Ohio: University of Ohio, 2017.

American Society for Testing and Materials. *ASTM F 1962, 2009. Standard Guide for Use of Maxi-Horizontal Directional Drilling for Placement of Polyethylene Pipe or Conduit under Obstacles Including River Crossing*. USA, ASTM 2009.

American Society of Civil Engineers (ASCE). *Pipeline Design for Installation by Horizontal Directional Drilling*. Reston, USA, 2014.

American Water Works Association. *AWWA Manual M11 Steel Pipe - A Guide for Design and Installation, 4th ed*. Denver, USA: American Water Works Association, 2013.

Arends, G. „Need and possibilities for a quality push within the technique of horizontal directional drilling (HDD).“ *North American No-Dig Conference*. Las Vegas, USA, 2003.

Ariaratnam, S.T., B. C. Harbin, und R. L. Stauber. „Modeling of annular fluid pressures in horizontal boring.“ *Tunnelling and Space Technology*, 2007: S. 610-619.

Association, American Water Works. *Steel pipe: a guide for design and installation, 4. Edition*. Denver, 2004.

- Auld, F.A. „Determination of pipe jacking loads.“ *Pipe Jacking conference*. London: Pipe Jacking Association, 1986.
- Bätcke, W. *Einbau von Sand für bodenmechanische Modellversuche nach der Methode des verfahrbaren Sandvorhanges*. Braunschweig: Institut für Grundbau und Bodenmechanik - Technische Universität Braunschweig, 1984.
- Baumert, M.E., Allouche, E.N., Moore, D. „Experimental investigation of pull loads and borehole pressures during horizontal directional drilling installations.“ *Canadian Geotechnical Journal*, Nr. 41 (2004): S.672-685.
- Bayer, H.-J. *HDD-Praxis Handbuch*. Essen: Vulkan Verlag, 2005.
- Beilke, O. *Interaktionsverhalten des Bauwerks "Fernwärmeleitung - Bettungsmaterial"*. Hannover: Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), 1993.
- Bilgin, Ö. „Viscoelastic Contact Characteristics of Soil-Geomembrane Interfaces.“ *Geo-Frontiers*, 2011.
- Bohrtec Teubner Wittenberg GmbH. Bohrtec Teubner Wittenberg GmbH. 2017. <http://www.bohrtec-teubner.de/horizontalbohrtechnik-btw/hhd-verfahren.html> (Zugriff am 16. Januar 2017).
- Bolton, M.D. „The strength and dilatancy of sands.“ *Geotechnique* 36, Nr. 1 (1986): S. 65-78.
- Bowden, F.P., und D. Tabor. *Friction and lubrication*. London: Methuen, 1956.
- Briscoe, B.J. „Friction of organic polymers.“ In *Fundamentals of friction: Macroscopic and and microscopic process*, von I.L. Singler und H.M. Pollock, S. 167 - 182. Dordrecht, Niederlande: Kluwer, 1992.
- British Standards Institution. *BS 8010-3: Code of practice for Pipelines, Part 3: Pipelines subsea: design, construction and installation*. London: British Standards Institution, 1993.
- Brugg Rohrsysteme GmbH. 2015. <http://www.pipesystems.com> (Zugriff am 23.. 03. 2015).
- Buja, Heinrich Otto. *Bohrtechnik Handbuch*. Norderstedt: Books on Demand, 2014.
- Caenn, R. , Darley, H.C.H., Gray, G.R. *Composition and Properties of Drilling and Completion Fluids*. Waltham, USA: Elsevier, 2011.
- Casagrande, A., und R.E. Fadum. *Notes on Soil Testing for Engineering Purposes*. Cambridge, USA: Harvard University, 1940.
- Cathie, D.N., C. Jaeck, J.-C. Ballard, und J.-F. Wintgens. „Pipeline geotechnics - state-of-the-art.“ *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG*. London: taylor & Francis Group, 2005.
- Cerato, A.B., und A.J. Lutenecker. „Specimen Size and Scale Effects of Direct Shear Box Tests of Sands.“ *Geotechnical Testing Journal*, 2006: Vol. 29, No. 6.
- Chehab, A.G., Moore, I. „Pipe-soil shear interaction stiffness in horizontal directional drilling and pipe bursting.“ *Geomechanics and Geoengineering*, 2010: S. 69-77.
- ClariantAG. www.clariant.com. 07. 05 2019. <http://www.clariant.com> (Zugriff am 07. 05 2019).
- Coulomb, Ch. *Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture*. Paris, 1773.

DCA (Verband Güteschutz Horizontalbohrungen e.V.). *Technische Richtlinien des DCA*. Aachen: DCA, 2015.

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik. „Empfehlungen der Fachsektion 6 - E3-08 Reibungsverhalten von Geokunststoffen.“ *Bautechnik*, 09 2005: S.575-576.

—. *Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugrunddynamik"*. Berlin: Grundbauinstitut der TU Berlin, 2002.

Deutsches Institut für Normung. „DIN 4127 Erd- und Grundbau - Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe.“ Berlin, 2014.

—. *DIN EN 13941 Auslegung und Installation von gedämmten Einzel- und Doppelrohr-Verbundsystemen für direkt erdverlegte Heißwasser-Fernwärmenetze - Teil 1: Auslegung - Teil 2: Installation*. Berlin: Beuth, 2019.

—. *DIN EN 253: - Fernwärmerohre - Einzelrohr-Verbundsysteme für direkt erdverlegte Fernwärmenetze - Werkmäßig gefertigte Verbundrohrsysteme, bestehend aus Stahl-Mediumrohr, einer Wärmedämmung aus Polyurethan und einer Ummantelung aus Polyethylen*. Berlin: Beuth Verlag, 2019.

—. „DIN V 18599-1.“ *Energetische Bewertung von Gebäuden - Berechnung des Nutz-, End- und Primärenergiebedarfs für Heizung, Kühlung, Lüftung, Trinkwasser und Beleuchtung - Teil 1: Allgemeine Bilanzierungsverfahren, Begriffe, Zonierung und Bewertung*. Berlin: Beuth Verlag, September 2018.

Deutsches Institut für Normung e.V. *DIN 4085 Baugrund - Berechnung des Erddrucks*. Berlin: Beuth Verlag, 2017.

—. *DIN 4126 - Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*. Berlin: Beuth, 2010.

Dove, J., und J.D. Frost. „Peak Friction Behavior of Smooth Geomembrane Particle Interface.“ *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999: S. 544 - 555.

Duncan, J.M., G.W. Williams, A.L. Sehn, und R.B. Seed. „Estimation earth pressure due to compaction.“ *Journal of Geotechnical Engineering*, 1991: S. 1833-1847.

DVWK. *ATV A 127 - Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen*. Hennef: GFA e.V., 2000.

DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. . *Arbeitsblatt DWA ATV-A 161, Statische Berechnung von Vortriebsrohren*. Hennef: DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. , 2014.

e.V., Deutsches Institut für Normung. *DIN EN 253 Fernwärmerohre - Einzelrohr-Verbundsysteme für direkt verlegte Fernwärmenetze - Werkmäßig gefertigte Verbundrohrsysteme, bestehend aus Stahl-Mediumrohr, einer Wärmedämmung aus Polyurethan und einer Ummantelung aus Polyethylen*. Berlin: Beuth, 2015.

Ebert, I. *Erfassung und Berechnung der Vortriebswiderstände unter Beachtung der speziellen Bedingungen des Stahlbetonrohrvortriebes*. Leipzig: Technische Hochschule Leipzig, 1990.

Elbe, L. *Bohrspülungen im HDD*. Essen: Vulkan-Verlag, 2003.

- Fillibeck, J. *Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung*. München: Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, 1999.
- Fillibeck, J., und R. Floss. „The experimental shear strength evaluation of geomembrane-clay liner and geomembrane-geotextile interfaces.“ *6th International Conference on Geosynthetics*. Atlanta, USA, 1999. S. 417-422.
- Franke, E. „Ruhedruck in kohäsionslosen Böden.“ *Bautechnik*, 1974: 18-24.
- Gelinas, M., Polak, M.A., McKim, R. „Field tests on HDPE pipes installed using Horizontal Directional Drilling.“ *Journal of infrastructure systems*, 2000: 130-137.
- GFA-Gesellschaft zur Förderung der Abwassertechnik e. V. *Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen*. 2000.
- Girnus, R., Gerken, H. *Ermittlung von Reibungskoeffizienten an mehreren Fernwärme-Rohrabschnitten mit unterschiedlichen Gleitparametern*. Eggenstein: Bundesministerium für Forschung und Technologie - Fachinformationszentrum GmbH, 1982.
- Giroud, J.P., J. Darrasse, und R.C. Bachus. „Hyperbolic Expression for Soil-Geosynthetic or Geosynthetic-Geosynthetic Interface Shear Strength.“ *Geotextiles and Geomembranes*, 1993: S. 275-286.
- Grage, T. „Untersuchungen zur Reibung/Bettung erdverlegter Kunststoffmantelrohre.“ *3R international*, 1994: S. 92-95.
- GSTT - German Society for Trenchless Technology e.V. *GSTT Information Nr. 15 - Empfehlungen für die Weiterbildung zu Geräteführern für steuerbare Horizontalbohranlagen (HDD)*. Berlin: Deutsche Gesellschaft für grabenloses Bauen und Instandhalten von Leitungen e.V., 2001.
- Gudehus, G. *Bodenmechanik*. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag, 1981.
- Hanna, A.M., und N. Soliman-Saad. „Effect of compaction duration on the induced stress levels in a laboratory prepared sand bed.“ *Geotechnical Testing Journal*, 2001: S.430-438.
- Hasan, M. *Abschätzung der Eindring- und Reibungswiderstände beim unterirdischen Rohrvortrieb*. Hannover: Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Universität Hannover, 1996.
- Hassan, K., Alam, S., Bartlett, C., Allouche, E.N. „Experimental Investigation of Soil-Pipe Friction Coefficient for Thermoplastic Pipes Installed in Selected Geologicla Materials.“ *NASTT's 2014 No-Dig Show*. Orladno, Florida, USA: NASTT, 2014. MM-T6-03-1 bis MM-T6-03-10.
- Heerten, G., F. Saathoff, C. Scheu, und K.P. Von Maubeuge. „On the long-term shear behaviour of geosynthetic clay liners.“ *Geosynthetic Clay Liners*, 1995: S. 141-150.
- Heinemann, M. *Experimentelle Ermittlung und Bewertung des Reibungsverhaltens von Geokunststoffen*. Hannover: Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover, 2016.
- Herschel, H., und R. Bulkley. „Konsistenzmessungen von Gummi-Benzollösungen.“ *Kolloid-*, Dezember 1926: 291-300.

- Hoffmann, Grage, und Röse. „Restlebensdauer von Kunststoffverbundmantelrohren.“ *Euroheat & Power*, 2002.
- Honegger, D.G. „Field Measurement of Axial Soil Friction Forces on Buried Pipelines.“ *5th U.S. Conference of Lifeline Earthquake Engineering*. Seattle, Washington USA: ASCE, 1999.
- Houska, J. „Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelmauerwerk.“ *Schweizerische Bauzeitung*, 1960.
- Huey, D.P., Hair, J.D., Brett, K.B. „Installation loading and stress analysis involved with pipelines installed by horizontal directional drilling.“ *No-Dig 96*. New Orleans, 1996. S. 37-60.
- Kahl, H., und H. Neuber. *Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur feststellung der scheinbaren Kohäsion von erdfeuchtem Sand*. Stuttgart: Frank'sche Verlagshandlung, 1957.
- Köhler, R. *Tiefbauarbeiten für Rohrleitungen*. Köln: Müller Verlag, 1992.
- Konstantin, P. *Praxisbuch Energiewirtschaft - Energieumwandlung, -transport und -beschaffung im liberalisierten Markt*. Berlin: Springer, 2013.
- Kühn, G., Schueble, L., Schlick, H. *Rohrvortrieb für nicht begehbare Leitungssysteme*. Wiesbaden: Bauverlag, 1987.
- Lade, P.V., und C.-T. Liu. „Experimental study of drained creep behavior of sand.“ *Journal of Engineering Mechanics*, 1998: 912-920.
- Lade, P.V., J.A. Yamamuro, und P.A. Bopp. „Influence of time effects on instability of granular materials.“ *Comp. and Geotechnics*, 1997: 179-193.
- Lang, H.-J., und J. Huder. *Bodenmechanik und Grundbau, das Verhalten von Böden und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*. Berlin: Springer-Verlag, 1994.
- Lippoth, W. *Reibungskräfte an erdverlegten Fernwärmeleitungen, Auswertung der Erdreibungsversuche im Trogkanal*. Hemmingen: Fernwärme Forschungsinstitut Hannover e.V., 1991.
- Liu, H, und J. Martinez. „Creep behaviour of sand-geomembrane interfaces.“ *Geosynthetics International*, 2014: S. 83-88.
- Lund, H, S Werner, R Wiltshire, S. Svendsen, J.E. Thorsen, und F.: Mathiesen, B.V. Hvelplund. „4th Generation District Heating (4GDH) - Integrating smart thermal grids into future sustainable energy systems.“ *Energy*, 2014: Band 68 S. 1-11.
- Maidla, E.E. *Borehole Friction Assessment and Application to Oilfield Casing Design in Directional Wells*. Louisiana, USA, 1987.
- Malkus, J. *Untersuchung des Bodenverhaltens im Kontaktbereich von zyklisch axial belasteten Pfählen und Ankern*. Essen: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Essen, 2000.
- Marshall, M. *Pipe-Jacked Tunnelling: Jacking Loads and Ground Movements*. Oxford, 1998.
- Milligan, G., und P. Norris. „Pipe jacking research results and recommendations.“ *Pipe Jacking Association*, 1995: S.18.
- Milligan, G.W.E., und M.A. Marshall. „The Influence of lubrication on jacking loads from six monitored pipe jacks.“ *No-Dig*. Lausanne, Schweiz, 1998. S. 1-10.

- Mitchell, J.K. et al., J.K. Mitchell, und R.G. Campanella. „Creep Studies on Saturated Clays.“ *Special Technical Publication No. 361 - American Society for Testing and Materials*, 1964.
- Mitchell, J.K., H.B. Seed, und J.A. Paduane. *Creep Deformation and Strength Characteristics of Soils Under the Action of Sustained Stress*. Berkeley: Soil Mechanics and Bituminous Materials Laboratory, University of California, 1965.
- Moser, und Wieland. *Statische Probleme bei erdverlegten Fernheizleitungen. Mitteilung 7*. Zürich: Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Technische Hochschule Zürich, 1972.
- Müller-Kirchenbauer, H. *Untersuchungen zur Eindringung von Injektionsmassen in porigen Untergrund und zur Auswertung von Probeverpressungen*. Karlsruhe, 1969.
- Murayama, S., K. Michihiro, und T. Sakagami. „Creep characteristics of sands.“ *Soils and Foundation*, 1984: 1-15.
- Najafi, M. *Trenchless Technology*. New York: McGrawHill, 2013.
- NEN - Nederlands Normalisatie-instituut . *NEN 3650 - Requirements for pipeline systems*. Delft, 2012.
- Normalisatie-instituut, NEN Nederlands. *Additional requirements for pipelines in or nearby important public works*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 2012.
- Normung, Deutsches Institut für. *DIN EN ISO 25619-1, Geokunststoffe - Bestimmung des Druckverhaltens - Teil 1: Eigenschaften des Druckkriechens*. Berlin: Beuth, 2008.
- O'Rourke, T.D., Druschel, S.J., Netravali, A.N. „Shear Strength Characteristics of Sand-Polymer Interfaces.“ *Journal of Geotechnical Engineering*, 1990: S. 451-469.
- Ortigao, J.A.R. *Soil Mechanics at the Light of Critical State Theories*. Rotterdam, 1995.
- Osumi, T. „Calculating Jacking Forces for Pipe Jacking Methods.“ *No-Dig International Research*. 2000. S. 40-42.
- Paikowsky, S.G. , Hadjuk, E.L. „Calibration and use of grid-based tactile pressure sensors in granular material.“ *Geotechnical Testing Journal*, 1997: 218-241.
- Pellet-Beaucour, A.-L., Kastner, R. „Experimental and analytical study of friction forces during microtunneling operations.“ *Tunnelling and Underground Space Technology*, Nr. 17 (2002): S. 83-97.
- Petroff, L., J. „Review of the Relationship Between Internal Shear Resistance and Arching in Plastic Pipe Installation.“ *Symposium on buried plastic pipe technology*. Dallas, Texas: ASTM, 1990. S. 266-280.
- Phelipot, A. *Interaction Sol-Structure lors d'Operations des Microtunnelage*. Lyon: Institut National Des Sciences Appliquees, 2000.
- Pipe Jacking Association (PJA) . *Guide to best practice for the installation of pipe jacks and microtunnels*. London, UK: Marshall Robinson Roe, 1995.
- Pipeline Research Comitee. *Installation of pipelines by horizontal directional drilling, an engineering design guide*. Washington D.C.: American Gas Association, 1995.

- Polak. „Analysis of polyethylene pipe behaviour in horizontal directional drilling field tests.“ *Canadian Journal of Civil Engineers*, Nr. 31 (2005): S. 665-677.
- Polak, M., und D. Chu. „Pulling loads for polyethylene pipes in horizontal directional drilling: theoretical modelling and parametric study.“ *ASCE Journal of Infrastructure Systems*, 2005: S. 142-150.
- Potts, D.M., und L. Zdravkovic. *Finite element analysis in geotechnical engineering - application*. London: Thomas Telford Verlag, 2001.
- Potyondy, J.G. „Skin Friction Between Various Soils And Construction Materials.“ *Geotechnique*, 1961: S. 339-353.
- Praetorius, S., Schö?er, B. *Bentonithandbuch - Ringspaltschmierung für den Rohrvortrieb*. Berlin: Erbst & Sohn, 2016.
- Pregl, O., und R. Zach. „Erfassung der Zusammendrückbarkeit und der Scherfestigkeit von Böden für konventionelle Nachweise.“ *Geotechnik* (DGGT), Nr. 2 (1983): S. 70-76.
- Raclavsky, J. „Theoretical problems of pipe inserting by making use of the method of horizontal directional drilling.“ *Acta Montanistica Slovaca*, Nr. 2 (2008): S. 229-234.
- Richwien, W., Achmus, M., Kisse, A. *Grundsatzuntersuchung des Längsreibungsverbunds zwischen erdverlegten Druckrohrleitungen und Rohrgrabenverfüllungen*. Essen: Universität Essen, 2000.
- Roark, R.J. *Formulas for Stress and Strain, Second Edition & Fifth Edition*. New York: McGraw-Hill, 1943, 1965.
- Rossbach, S. *Untersuchung zur Reduzierung der Zugkräfte beim Einziehen von Rohrleitungen mittels Schwingungstechnologie - ein innovativer Beitrag zur Reduzierung des Baurisikos bei HDD-Vorhaben*. Clausthal: Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal, 2008.
- Rumpel, G. „Erdverlegte Verbundrohre für Fernwärme.“ In *Rohrleitungstechnik*, 420-434. Essen: Vulkanverlag, 1982.
- Salomo, K.-P. *Pressenkräfte und Bodenverformungen beim Rohrvortrieb*. Berlin: Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin, 1980.
- Scherle, M. *Rohrvortrieb*. Wiesbaden: Bauverlag, 1977.
- Schlötzer, C. *Filtrationsverhalten von Dichtsuspensionen an flüssigkeitsgestützten Erdwänden*. Hannover: Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Leibniz Universität Hannover, 1995.
- Schönstädt, F. „Microtunnelbau - Einfluss auf die Vortriebskräfte.“ *Bergbau*, 2008: S. 378-381.
- Schö?er, B. *Untersuchungen zur Entwicklung und Übertragung von Tangentialspannungen am Umfang von Vortriebsrohren im nichtbindigen Lockergestein*. Bochum: Ruhr Universität Bochum, 2004.
- Shooter, K.V., und D. Tabor. „The frictional properties of plastics.“ *Phys. Soc., Ser.B*. 1952. S. 667 - 671.
- Short, J.A. *Introduction to Directional And Horizontal Drilling*. Tulsa: PennWell, 1993.

- Simons, H., Ruppert, F.-R. *Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonitsuspensionen auf Baustellen*. Braunschweig: Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 1982.
- Singh, A., und J.K. Mitchell. „General Stress-Strain-Time Function For Soils.“ *Journal of the Soil Mechanics And Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE)*, Januar 1968: S.21-46.
- Staheli, K. *Jacking Force Prediction: An interface friction approach based on pipe surface roughness*. Georgia, USA, 2006.
- Staheli, K., D. Bennett, H.W. O'Donnell, und T.J. Hurley. *Installation of pipelines beneath levees using horizontal directional drilling*. Report, Vicksburg, MS: US Army Corps of Engineers, 1998.
- Stark, T.D., und A.R. Poeppel. „Landfill liner interface strengths from torsional-ring-shear-tests.“ *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994: S. 597-614.
- Staupe, T. *Setzungsverhalten von Einzelpfählen unter zyklischer Belastung*. Essen: Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, 1997.
- Stein, D. *Grabenloser Leitungsbau*. Berlin: Ernst und Sohn, 2003.
- Swan, R.H., R. Bonaparte, und R.C. Bachus. „Effect of Soil Compaction Conditions on Geomembrane-Soil Interface Strength.“ *Geotextiles and Geomembranes*, 1991: S. 523-529.
- Tejchman, J., Wu, W. „Experimental and numerical study of sand-steel interfaces.“ *International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 1995: S. 513-536.
- Terzaghi, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. New York, USA: Wiley, 1943.
- The Plastic Pipe Institute. *Guidlines for use of Mini-Horizontal Directional Drilling for placement of high density polyethylene pipe (TR-46)*. Irving, USA: The Plastic Pipe Institute, PPI 2009.
- Tognon, Andrew R., R. Kerry Rowe, und Richard W.I. Brachmann. „Evaluation of side wall friction for a buried pipe testing facility.“ *Geotextiles and Geomembranes*, 1999: S. 193-212.
- Viehöfer, T., T. Linthof, und A. Bezuijen. „Stability Of A Borehole During Horizontal Directional Drilling.“ *Underground Infrastructure Training and Competence Center e-Journal*, 2005: S. 107-116.
- Wang, W., Sterling, R.L. „Stability analysis of a borehole wall during horizontal directional drilling.“ *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2007: S. 620-632.
- Weidlich. „Mantelrohrsysteme in der Wärmeverteilung.“ In *Rohrleitungen 1*, von Horlacher und Helbig. Berlin: Springer Verlag, 2016.
- Weidlich, I., D. Wilmsmeier, und M. Achmus. „Grabenlos verlegte Kunststoffmantelrohre, Reibung zwischen bentonitsuspensionsgesättigten Erdstoffen und Polyethylen.“ *Euroheat & Power*, 12 2013.
- . „Reduction of Technological Barriers for the Application of Trenchless Technology on District Heating Pipelines.“ *29th International No-Dig Conference and Exhibition*. Berlin, 2011.
- Weidlich, I., und G. Schuchardt. „Sensitivitätsanalyse der Eingangsparameter aus den Bettungsbedingungen bei der Auslegung von Fernwärmeleitungen.“ *bbr - Das Fachmagazin für Leitungsbau, Brunnenbau und Geothermie*, 2016: S. 30-37.

- Weidlich, I., und H. Huther. „Field measurement of skin friction of trenchless installed district heating pipes.“ *14th international symposium on district heating and cooling* . Stockholm, 2014.
- Weidlich, I., und O. Eichhorst. „Feldmessungen an grabenlos verlegten Fernwärmeleitungen.“ *bbr - Das Fachmagazin für Leitungsbau, Brunnenbau und Geothermie*, 2015: S. 18-23.
- . „Field measurement of skin friction of trenchless technology on district heating .“ *No Dig*. Berlin, 2015. Paper 1-1.
- Weidlich, Ingo. *Untersuchung zur Reibung an zyklisch axial verschobenen erdverlegten Rohren*. Hannover: Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover, 2008.
- Weisbach, J. *Die Experimental-Hydraulik. Eine Anleitung zur Ausführung hydraulischer Versuche im Kleinen, nebst Beschreibung der hierzu nöthigen Apparate*. Freiberg: J.G. Engel, 1855.
- White, D.J., und M.F. Randolph. „Seabed Characterisation and Models for Pipeline-soil Interaction.“ *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 2007: S.193-204.
- Wijewickreme, D., H. Karamian, und D. Honegger. „Response of buried steel pipelines subjected to relative axial soil movement.“ *Canadian Geotechnical Journal*, 2009: S.735-752.
- Willoughby, D.A. *Horizontal Directional Drilling - Utility and Pipeline Applications*. New York: McGraw-Hill, 2005.
- Windhab, E. *Untersuchungen zum rheologischen Verhalten konzentrierter Suspensionen*. Düsseldorf: VDI-Verlag, 1986.
- Witt, K.J. *Grundbautaschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen, 8. Auflage*. Berlin: Ernst und Sohn, 2017.
- Wu, W. *Hypoplastizität als mathematisches Modell zum mechanischen Verhalten granularer Stoffe*. Karlsruhe: Institut für Bodenmechanik u. Felsmechanik der Universität Karlsruhe, 1992.
- Yonan, S. J. *Pipe jacking forces in sand*. Loughborough: Loughborough University of Technology, 1993.
- Zanzinger, H., und N. Alexiew. „Scherfestigkeit einer vernähten GTD im Kurzzeit- und Langversuch.“ *6. Informations- und Vortragstagung über "Kunststoffe in der Geotechnik"*. Essen: DGGT, 1999. S. 217-225.

LEBENS LAUF

Name, Vorname: Wilmsmeier, Daniel
Nationalität: deutsch
Familienstand: verheiratet, 1 Kind
Geboren: 10.02.1983 in Herford
Eltern: Udo Wilmsmeier und
Angela Wilmsmeier, geb. Cardinal

Schulbildung:

1993 - 2002: Friedrichs-Gymnasium, Herford
Jun. 2002: Abitur

Bundeswehr:

2002 - 2003: Grundwehrdienst Schweres Pionierbataillon Minden

Studium:

2003 - 2008: Studium Bauingenieurwesen an der Leibniz Universität Hannover
Juni. 2008: Diplom

Berufstätigkeit:

2008 - 2019: Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Geotechnik der Leibniz Universität Hannover (Teilzeit)
2008 - heute: Wilmsmeier Erd- und Tiefbau GmbH, Bad Salzuflen

Hannover im Mai 2020